



**Daniel Filipe
da Silva Pedrosa**

**Madres em aço com secção Z enformadas a frio
em situação de incêndio**



**Daniel Filipe
da Silva Pedrosa**

**Madres em aço com secção Z enformadas a frio
em situação de incêndio**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação científica do Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

o júri

presidente

Professor Doutor Carlos Daniel Borges Coelho
Professor Auxiliar, Universidade de Aveiro

Professor Doutor João Paulo Correia Rodrigues
Professor Auxiliar c/agregação, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Professor Doutor Nuno Filipe Ferreira Soares Borges Lopes
Professor Auxiliar, Universidade de Aveiro

agradecimentos

É por minha grande felicidade e nostalgia que dou por concluída esta fase importantíssima da minha vida, e como tal gostaria de prestar toda a minha gratidão a todos aqueles que me acompanharam e me apoiaram nesta fantástica jornada de vivências únicas.

Gostaria de agradecer em primeiro lugar ao Prof. Nuno Lopes, não por ser o meu orientador, mas antes por toda ajuda, paciência e excecional disponibilidade prestada na elaboração da minha dissertação.

Ao meu coorientador Prof. Vila-Real pela disponibilidade, sugestões e paciência demonstradas na execução deste trabalho.

A todos os meus grandes amigos que me acompanharam neste percurso académico.

Queria também prestar um enorme agradecimento a todos os meus amigos que me ajudaram na dissertação, nomeadamente à Esmeralda Moreira, Filipe Lima, Marco Costa, Nuno Melo, Paulo Pinho, Ricardo Cunha e Rita Neves. Em especial à Diana Cunha por toda a ajuda e incentivo, e ao Flávio Arrais por toda ajuda incansável e disponibilidade demonstrada.

Por último, mas não menos importante, á minha família quem dedico esta dissertação.

palavras-chave

Enformado a frio, secção Z, incêndio, tensões residuais, imperfeições geométricas, SAFIR, Eurocódigo 3.

resumo

Nos dias que correm, a projeção de estruturas cada vez mais leves e resistentes, por razões de ordem económica e/ou estética, tem levado os engenheiros a elegerem a solução metálica como a solução estrutural mais eficiente. Os perfis de aço estrutural presentes na construção encontram-se em três formas: (i) perfis laminados a quente; (ii) perfis soldados; (iii) perfis enformados a frio.

Os perfis enformados a frio têm como característica a reduzida espessura das paredes da secção transversal, possibilitando a ocorrência de fenómenos de instabilidade (local de placa, distorcional e global). Os fenómenos de instabilidade, para este tipo perfis, são modos de colapso. No caso de incêndio (elevadas temperaturas) estes fenómenos são intensificados.

A presente dissertação tem como objetivo aumentar o conhecimento do comportamento estrutural dos perfis enformados a frio em situação de incêndio, nomeadamente madres (vigas de cobertura) de secção Z. Para isso, é elaborada uma simulação numérica, com base em análises numéricas não lineares da resistência ao fogo das madres, através do programa de elementos finitos SAFIR. Na presente análise é avaliada ainda a influência das imperfeições geométricas e imperfeições estruturais (tensões residuais) na resistência última das madres. Os resultados obtidos são comparados com as cargas últimas fornecidas pelas prescrições do Eurocódigo 3.

keywords

Cold-formed, section Z, fire, residual stresses, geometric imperfections, SAFIR, Eurocode 3.

abstract

Nowadays, the design of increasingly lighter and stronger structures, for economic and/or aesthetic reasons, has led engineers to select metal structures as the most effective structural solution. One can find structural steel profiles in three ways: (i) hot rolled profiles; (ii) welded profiles; (iii) cold formed profiles.

Cold-formed profiles are characterized by a reduced cross section wall thickness, allowing the occurrence of instability phenomena (local plate, distortional and global). For this profiles type, the instability phenomena is a collapse mode. In case of a fire (high temperature) this phenomena is intensified.

This dissertation aims to increase the knowledge of the structural behavior of cold-formed profiles in case of a fire, in particular purlins (roof trusses) of Z section. For this study, a numerical simulation was developed, based on non-linear numerical analysis to obtain the ultimate fire resistance of beams, through the finite element program SAFIR. In the present analysis is also evaluated the influence of geometric and structural imperfections (residual stresses) on the ultimate strength of purlins. The obtained results are compared with the ultimate resistance provided by the requirements of Eurocode 3.

ÍNDICE GERAL

ÍNDICE DE FIGURAS	v
ÍNDICE DE TABELAS	x
NOMENCLATURA	xi
LISTA DE ACRÓNIMOS	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Gerais.....	1
1.2 Perfis Enformados a Frio	3
1.2.1 Aplicações	3
1.2.2 Processos de Fabrico	6
1.2.3 Comportamento Estrutural	8
1.2.3.1 Influência do processo de fabrico na resistência da secção	10
1.2.3.2 Tensões residuais.....	13
1.3 Situação de Incêndio	17
1.4 Âmbito e Objetivos.....	20
1.5 Investigação e Desenvolvimentos.....	21
1.6 Estrutura da Dissertação	26
2 ESTABILIDADE.....	31
2.1 Considerações Gerais.....	31
2.2 Conceito de Estabilidade	32
2.3 Estabilidade de Barras	33
2.3.1 Instabilidade Bifurcacional.....	33
2.3.2 Tipos de Análise	34
2.3.3 Análise Linear de Estabilidade (ALE)	35
2.3.3.1 Modos de instabilidade.....	35
2.3.3.2 Modo local de placa	37
2.3.3.3 Modo distorcional	39
2.3.3.4 Modo global	41
2.3.4 Análise Não Linear de Estabilidade (ANLE)	43
2.3.4.1 Comportamento pós-encurvadura	44
2.3.4.2 Efeito de imperfeições geométricas	46

2.3.4.3	Interação entre modos de instabilidade.....	48
2.4	Regulamentação	50
3	DIMENSIONAMENTO PELO EUROCÓDIGO 3.....	55
3.1	Considerações Gerais	55
3.2	Classificação das Secções e Cálculo da Secção Efetiva.....	56
3.3	Dimensionamento para Temperatura Ambiente.....	57
3.3.1	Resistência das Secções Transversais	57
3.3.1.1	Secções transversais solicitadas à flexão simples.....	57
3.3.1.2	Secções transversais solicitadas à flexão composta com compressão....	58
3.3.2	Resistência dos Elementos	59
3.3.2.1	Elementos sujeitos à flexão (encurvadura lateral)	59
3.3.2.2	Elementos sujeitos à flexão composta com compressão	61
3.4	Dimensionamento para Elevadas Temperaturas	62
3.4.1	Classificação das Secções Transversais	62
3.4.2	Resistência das Secções Transversais	62
3.4.2.1	Secções transversais solicitadas à flexão simples.....	62
3.4.2.2	Secções transversais solicitadas à flexão composta com compressão....	64
3.4.3	Resistência dos Elementos	64
3.4.3.1	Elementos sujeitos à flexão (encurvadura lateral)	64
3.4.3.2	Elementos sujeitos à flexão composta com compressão	65
4	MÉTODOS DE ANÁLISE.....	69
4.1	Considerações Gerais	69
4.2	Método dos Elementos Finitos (MEF)	70
4.3	Método das Faixas Finitas (MFF)	71
4.4	Programas Utilizados	72
4.4.1	Considerações Gerais	72
4.4.2	Programa GiD	73
4.4.3	Programa SAFIR.....	75
4.4.4	Programa Diamond	76
4.4.5	Programa CUFSM.....	76

5	ANÁLISE NUMÉRICA.....	81
5.1	Caso de Estudo.....	81
5.2	Definição do Modelo Numérico	81
5.2.1	Modelação das Condições de Apoio	83
5.2.2	Modelação do Carregamento.....	83
5.2.3	Discretização do Perfil.....	85
5.3	Modelo Numérico Adotado	87
5.4	Modos de Instabilidade	88
5.5	Imperfeições.....	91
5.5.1	Considerações Gerais	91
5.5.2	Imperfeições Geométricas	92
5.5.2.1	Imperfeições geométricas isoladas.....	92
5.5.2.2	Imperfeições geométricas combinadas.....	95
5.5.3	Tensões Residuais	96
5.6	Resultados Obtidos pelo SAFIR	96
5.6.1	Considerações Gerais	96
5.6.2	Cálculo da Resistência.....	97
5.6.3	Flexão Segundo $u-u$ e $v-v$	97
5.6.3.1	Propriedades da secção.....	97
5.6.3.2	Influência das imperfeições geométricas na resistência.....	99
5.6.3.3	Influência das tensões residuais na resistência.....	103
5.6.4	Flexão Segundo $y-y$ e $z-z$	106
5.6.4.1	Propriedades da secção.....	106
5.6.4.2	Influência das imperfeições geométricas na resistência.....	107
5.6.4.3	Influência das tensões residuais na resistência.....	110
5.6.5	Flexão Segundo $u-u$ e $v-v$ (formulações adotadas).....	112
5.6.6	Considerações Finais	117
6	CONCLUSÕES	121
6.1	Considerações Gerais.....	121
6.2	Desenvolvimentos Futuros	123
6.3	Comentários Finais	124
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125

ANEXO A - PROPIEDADES DA SECÇÃO	135
A.1. Considerações Gerais	135
A.2. Geometria e Dimensões.....	135
A.3. Verificações e Limitações	135
A.4. Cálculo das Propriedades	138
A.4.1. Considerações Gerais.....	138
A.4.2. Secção Bruta Idealizada.....	139
 ANEXO B - CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO.....	 147
B.1. Considerações Gerais.....	147
B.2. Dados	147
B.3. Distribuição de Tensões.....	148
B.4. Classificação	149
 ANEXO C - SECÇÃO EFETIVA.....	 152
C.1. Considerações Gerais.....	152
C.2. Cálculo da Secção Efetiva	152
C.2.1. Secção Efetiva para Modo Local de Placa - Larguras Efetivas [EC3-1-5].....	153
C.2.1.1. Larguras efetivas devido a momento em torno de u	153
C.2.1.2. Larguras efetivas devido a momento em torno de v	157
C.2.2. Secção Efetiva para Modo Distorcional - Espessuras Reduzidas [EC3-1-3]...	160
C.2.2.1. Espessuras reduzidas devido a momento em torno de u	161
C.2.2.2. Espessuras reduzidas devido a momento em torno de v	167

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Chapas perfiladas e painéis (CEN, 2004).	4
Figura 1.2 - Secções de perfis enformados a frio: a) secções simples abertas, b) secções compostas abertas e c) secções compostas fechadas (CEN, 2004).	4
Figura 1.3 - Processo de fabrico: a) laminagem a frio (Veríssimo, 2008) e b) laminagem a frio usual de secções em Z (Hancock <i>et al.</i> , 2001).	7
Figura 1.4 - Várias fases da laminagem a frio de uma secção em Z (Hancock <i>et al.</i> , 2001).	7
Figura 1.5 - Processos de quinagem, incluindo quinagem composta (wikiEngenharia, consult. 2013).	8
Figura 1.6 - Carregamento excêntrico relativamente ao centro de corte (Hancock <i>et al.</i> , 2001).	10
Figura 1.7 - Diagrama tensão-extensão antes e após da laminagem a frio (Veríssimo, 2008).	11
Figura 1.8 - Influência dos reforços intermédios em uma secção Z enformada a frio na tensão crítica local.	11
Figura 1.9 - Tensões resistentes antes e após o processo de enformar a frio de uma secção em C (Karren e Winter, 1965).	12
Figura 1.10 - Efeito do “strain hardening” e “strain aging” na relação tensão-extensão dos aços enformados a frio (TRB, 2011; Chajes, Britvec e Winter, 1963).	13
Figura 1.11 - Distribuição de tensões residuais de flexão e membrana (Schafer e Peköz, 1998).	14
Figura 1.12 - Tensão residual de flexão: a) laminagem a frio e b) quinagem (Schafer e Peköz, 1998).	16
Figura 1.13 - Distribuição de tensões residuais: a) em torno da secção em C, b) nas zonas planas; c) nos cantos (Arrais, 2012; Weng e Peköz, 1990).	16
Figura 1.14 - Detalhe de madres de secção C (ANURI, consult. 2013).	21

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Estabilidade de uma esfera sobre uma superfície: a) Equilíbrio estável; b) Equilíbrio instável; c) Equilíbrio neutro.	32
Figura 2.2 - Instabilidade bifurcacional (Prola, 2001).	33
Figura 2.4 - Encurvadura de placa (Vila Real, 2010).	37
Figura 2.5 - Variação do modo de instabilidade em relação ao comprimento da peça sujeita à compressão (Silvestre e Camotim, 2006).	37
Figura 2.6 - Modo de instabilidade local de placa: a) pilar, b) viga.	39
Figura 2.7 - Modo de instabilidade local de placa de uma viga obtida pelo CUFSM (81 mm).	39

Figura 2.8 - Modo de instabilidade distorcional: a) pilar, b) viga.	41
Figura 2.9 - Modo de instabilidade distorcional de uma viga obtido pelo CUFSM (817,4 mm).	41
Figura 2.10 - Modo de instabilidade global: a) de flexão em pilar, b) de flexão/torção (instabilidade lateral) em viga.	42
Figura 2.11 - Modo de instabilidade global de flexão/torção (instabilidade lateral) em viga obtido pelo CUFSM (2000mm).	43
Figura 2.12 - Comprimento de semi-onda consoante os apoios e solicitação (Arrais, 2012)..	43
Figura 2.13 - Comportamento inicial de pós-encurvadura de um sistema estrutural (Prola, 2001).	45
Figura 2.14 - Tipos de comportamento inicial de pós-encurvadura: a) assimétrico; b) simétrico estável; c) simétrico instável (Prola, 2001; Reis e Camotim, 2000).	45
Figura 2.15 - Trajetórias de equilíbrio “reais” associadas a comportamentos: a) assimétrico; b) simétrico estável; c) simétrico instável (Prola, 2001).	47
Figura 2.16 - Variação do parâmetro de carga em relação ao comprimento do perfil: a) interação modo local de placa/global; b) interação modo distorcional/global; c) interação modo local de placa/distorcional/global (Barreta, 2011).	49

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 - Momento fletor resistente em função da esbelteza (CEN, 2004).	58
Figura 3.2 - Área efetiva à compressão: a) área bruta (A_g) e b) área efetiva (A_{eff}) (CEN, 2004).	59
Figura 3.3 - Convenção de sinais da distância z_g consoante a posição do carregamento (Galéa, 2002).	61
Figura 3.4 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões de aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2002).	63
Figura 3.5 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões de secções de aço da Classe 4 enformadas a frio e laminadas a quente a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).	64

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Discretização de uma barra: a) elementos; b) faixas finitas (Prola, 2001).	71
Figura 4.2 - Sequência de programas utilizados.	72
Figura 4.3 - Programa GiD.	73
Figura 4.4 - Capacidades do programa GiD (Amaral, 2008).	74
Figura 4.5 - Malha de elementos finitos no programa GiD.	74
Figura 4.6 - Definição da geometria e eixos locais (Franssen <i>et al.</i> , 2002).	76
Figura 4.7 - Discretização de uma faixa finita (Schafer e Ádany, 2006).	77

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Viga simplesmente apoiada de secção Z, com momentos aplicados nas extremidades.....	82
Figura 5.2 - Modelo numérico da viga simplesmente apoiada de secção Z, com momentos aplicados nas extremidades [SAFIR/Diamond].	82
Figura 5.3 - Restrições e espessuras adotadas no modelo numérico [SAFIR/Diamond].	83
Figura 5.4 - Aplicação das cargas: a) Distribuição linear das cargas pontuais idealizadas; b) Colocação das cargas pontuais no modelo numérico [SAFIR/Diamond].	84
Figura 5.5 - Perfil de secção Z submetido à flexão: a) Carregamento distribuído; b) Carregamento concentrado [ABAQUS] (Barreta, 2011).	84
Figura 5.6 - Discretização da secção em Z: a) Caso 1; b) Caso 2; c) Caso 3 [CUFSM].	86
Figura 5.7 - Distribuição de temperaturas uniforme ao longo da parede do perfil.....	88
Figura 5.8 - Análise do comportamento à temperatura de 20°C e os respetivos modos de instabilidade atingidos, pelo programa CUFSM.	89
Figura 5.9 - Viga com comprimento de 81,0 mm obtida pelo programa (local de placa): a) CUFSM; b) SAFIR.	90
Figura 5.10 - Viga com comprimento de 817,4 mm obtida pelo programa (distorcional): a) CUFSM; b) SAFIR.	90
Figura 5.11 - Viga com comprimento de 2000 mm obtida pelo programa (global): a) CUFSM; b) SAFIR.	91
Figura 5.12 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas adotadas para uma viga até 1500 mm de comprimento.	93
Figura 5.13 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas locais de placa para uma viga de 1500 mm de comprimento (imperfeições ampliadas 10 vezes à esquerda e 20 vezes à direita).	94
Figura 5.14 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas distorcionais para uma viga de 1500 mm de comprimentos (imperfeições ampliadas 25 vezes à esquerda e 70 vezes à direita).	94
Figura 5.15 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas globais para uma viga de 1500 mm de comprimento (imperfeições ampliadas 25 vezes).	94
Figura 5.16 - Dimensões geométricas da secção Z (secção bruta real).	98
Figura 5.17 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem imperfeições geométricas.	100
Figura 5.18 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem imperfeições geométricas.	101
Figura 5.19 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem imperfeições geométricas.	101
Figura 5.20 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem imperfeições geométricas.	102
Figura 5.21 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.	104

Figura 5.22 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	104
Figura 5.23 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	105
Figura 5.24 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	105
Figura 5.25 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem imperfeições geométricas.....	108
Figura 5.26 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem imperfeições geométricas.	108
Figura 5.27 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem imperfeições geométricas.	109
Figura 5.28 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem imperfeições geométricas.	109
Figura 5.29 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.....	110
Figura 5.30 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.....	111
Figura 5.31 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.....	111
Figura 5.32 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.....	112
Figura 5.33 - Secção submetida à flexão desviada: a) bissimétrica; b) monossimétrica.	113
Figura 5.34 - Secção em Z submetida à flexão desviada.	114
Figura 5.35 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.	115
Figura 5.36 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	115
Figura 5.37 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	116
Figura 5.38 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.....	116

ANEXO A

Figura A.1 - Noção de b_p	136
Figura A.2 - Linha média e larguras idealizadas.	138
Figura A.3 - Secção bruta idealizada.	139
Figura A.4 - Secção bruta idealizada, de acordo com o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004).	139

ANEXO B

Figura B.1 - Secção idealizada segundo os eixos principais.	147
Figura B.2 - Tensões na secção segundo os eixos principais.	149

ANEXO C

Figura C.1 - Tensões devido ao M_u	153
Figura C.2 - Largura efetivas quando a secção sujeita a M_u	155
Figura C.3 - Tensões devido ao M_v	157
Figura C.4 - Largura efetivas quando a secção sujeita a M_v	159
Figura C.5 - Espessuras reduzidas quando a secção sujeita a M_v	166
Figura C.6 - Espessuras reduzidas quando a secção sujeita a M_v	169

ÍNDICE DE TABELAS

CAPÍTULO 1

Tabela 1.1 - Influência do processo de fabrico nas tensões de cedência e rotura dos perfis laminados a quente e dos perfis enformados a frio (ASRO, 2008).....	13
Tabela 1.2 - Tensão residual de membrana %fy (Schafer e Peköz, 1998).	15
Tabela 1.3 - Tensão residual de flexão %fy (Schafer e Peköz, 1998).	15
Tabela 1.4 - Fator de redução das tensões residuais (Lee, 2004).....	17
Tabela 1.5 - Fatores de redução do aço carbono das secções da Classe 4 enformadas a frio, a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).....	20

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005a).	60
Tabela 3.2 - Curvas de encurvadura para os vários tipos de secção transversal (CEN, 2004). 61	

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 - Número de elementos e nós em vigas de 0,5 m a 4,5 m.	85
Tabela 5.2 - Número de elementos e nós em vigas de 5,0 m a 6,0 m.	86
Tabela 5.3 - Resultados para as várias discretizações [CUFSM].	87

ANEXO A

Tabela A.1 - Esbeltezas máximas (CEN, 2004).....	137
--	-----

NOMENCLATURA

Letras maiúsculas latinas

A_{eff}	Área efetiva da secção transversal;
A_g	Área bruta da secção transversal;
E_a, E	Módulo de elasticidade do aço à temperatura ambiente;
$E_{a,\theta}$	Módulo de elasticidade do aço à temperatura θ ;
G	Módulo de elasticidade transversal;
I_t	Inércia de torção de Saint-Venant da secção ou de uma parede da secção;
L	Comprimento do elemento;
$M_{b,fi,t,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral, em situação de incêndio no instante t ;
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral à temperatura ambiente;
M_{cr}	Momento fletor crítico elástico de encurvadura lateral;
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento fletor resistente da secção transversal;
M_{Ed}	Valor de cálculo do momento fletor atuante;
$M_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do momento fletor atuante em situação de incêndio;
$M_{fi,\theta,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente da secção transversal, à temperatura uniforme θ , no instante t ;
N_{Ed}, N_{Sd}	Valor de cálculo do esforço normal atuante;
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão da secção transversal;
N_{Rk}	Valor de cálculo do esforço normal resistente característico à compressão da secção transversal;
$N_{fi,Ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante em situação de incêndio;
$N_{fi,\theta,Rd}$	Valor de cálculo do esforço normal resistente da secção transversal, à temperatura uniforme θ , no instante t ;
R_{SAFIR}	Valor de resistência do elemento do programa SAFIR;
R_{EC3}	Valor de resistência do elemento segundo a norma do Eurocódigo 3;

R_{AD}	Valor de resistência do elemento segundo equações da norma do Eurocódigo 3 adaptadas;
T	Temperatura;
W_{eff}	Módulo de flexão da secção transversal efetiva;
$W_{eff,min}$	Módulo de flexão mínimo da secção transversal efetiva;
W_{el}	Módulo de flexão elástico;
W_{pl}	Módulo de flexão plástico;

Letras minúsculas latinas

b	Dimensão do banzo da secção transversal;
c	Dimensão do reforço da secção transversal;
d	Dimensão do reforço duplo da secção transversal;
e_N	Desvio do centro geométrico da secção efetiva devido ao esforço axial apenas;
$f_{0,2,p,\theta}$	Tensão limite convencional de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C;
f_u	Tensão última do aço;
f_y	Tensão de cedência;
f_{ab}	Tensão de cedência média;
f_{yb}	Tensão de cedência base;
h	Dimensão da alma da secção transversal;
$k_{y,\theta}$	Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência da secção de Classe 1, 2 e 3, enformada a frio;
$k_{0,2,p,\theta}$	Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência da secção de Classe 4, enformada a frio;
$k_{E,\theta}$	Fator de redução do limite de proporcionalidade à temperatura θ ;
$k_{i,j}$	Fatores de interação nas fórmulas dos elementos sujeitos à flexão composta com compressão;
k_y, k_z	Fatores de interação;
q	Amplitude do modo de instabilidade;
r	Raio de curva do canto da secção transversal;

t	Espessura da parede da secção transversal;
z_g	Distância no eixo z - z entre o ponto de aplicação da carga e o centro de corte;
$x-x$	Eixo longitudinal do elemento;
$y-y$	Eixo da secção transversal paralelo aos banzos;
$z-z$	Eixo da secção transversal perpendicular aos banzos;
$u-u$	Eixo principal de maior inércia (no caso de não coincidir com o eixo y - y);
$v-v$	Eixo principal de menor inércia (no caso de não coincidir com o eixo z - z);

Caracteres do alfabeto grego

α_{LT}	Fator de imperfeição;
χ_{LT}	Fator de redução para a encurvadura lateral;
$\chi_{LT,fi}$	Fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio;
$\Delta M_{i,Ed}$	Valor de cálculo do momento adicional atuante devido ao afastamento entre os centros de gravidade das áreas das secções efetivas e bruta, em relação ao eixo i ;
ε	Extensão;
ε	Coeficiente de classificação da secção transversal;
ε	Parâmetro de imperfeição;
Φ_{LT}	Coeficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura lateral;
$\Phi_{LT,\theta}$	Coeficiente utilizado para o cálculo do fator de redução da encurvadura lateral, à temperatura θ ;
γ_{M0}	Coeficiente parcial de segurança de resistência;
γ_{M1}	Coeficiente parcial de segurança de resistência sujeitos à encurvadura;
$\gamma_{M,fi}$	Coeficiente parcial de segurança de resistência sujeitos à ação do fogo;
λ	Esbelteza adimensional do elemento;
λ	Parâmetro de carga;
λ_{cr}	Parâmetro de carga crítico;
$\bar{\lambda}_{LT}$	Esbelteza adimensional normalizada para a encurvadura lateral;
$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$	Esbelteza adimensional normalizada para a encurvadura lateral à temperatura θ ;

ν	Coeficiente de Poisson;
θ_a	Temperatura do aço;
ρ	Fator de redução da largura efetiva;
σ_{cr}	Tensão crítica elástica;

Anexos

A_s	Área da secção transversal idealizada;
S_y, S_z	Momento estático;
z_{cg}, y_{cg}	Coordenadas do centro de gravidade;
I_y, I_z, I_u, I_v	Momento de inércia;
I_{yz}, I_{uv}	Produto de inércia
α	Rotação dos eixos principais;
$\omega_0, \omega_{0i},$ $\omega_i, \omega_{médio}$	Coordenadas sectoriais;
$I_{y\omega}, I_{z\omega}, I_{\omega\omega}$	Constantes sectoriais;
y_{sc}, z_{sc}	Coordenadas do centro de corte;
I_w	Constante de empenamento da secção;
I_t	Inércia de torção;
W_t	Módulo de torção;
z_j, y_j	Fatores para o cálculo de esforços críticos elásticos da secção;
δ	Fator corretivo das propriedades da secção;
σ^{Mi}	Valor de cálculo das tensões normais longitudinais devidas ao momento fletor segundo o eixo i ;
ψ	Quociente entre tensões nas extremidades;
k_σ	Coeficiente de encurvadura correspondente à razão de tensões ψ e às condições de fronteira;
ρ	Coeficiente de redução para a encurvadura de placa;

$\bar{\lambda}_p$	Esbelteza adimensional normalizada local;
K	Rigidez de mola equivalente;
χ_d	Fator de redução para a encurvadura distorcional;
$\bar{\lambda}_d$	Esbelteza adimensional normalizada distorcional;
$\sigma_{com,Ed}$	Valor de cálculo da tensão de compressão máxima no elemento, determinado com base na área efetiva da secção correspondente à atuação simultânea das ações consideradas.
$\bar{\lambda}_{p,red}$	Esbelteza adimensional normalizada local reduzida;
t_{red}	Espessura reduzida da parede da secção transversal;
b_{eff}	Largura efetiva do elemento comprimido.

LISTA DE ACRÓNIMOS

AISI	American Iron and Steel Institute
ALE	Análise Linear de Estabilidade
ANLE	Análise Não linear de Estabilidade
ANSYS	Programa de elementos finitos ANSYS
AS/NZS	Regulamentação da Austrália e Nova Zelândia
ASRO	Associação de Estandardização da Roménia
BIS	British Standard Institution (regulamentos Britânicos)
CAD	Computer Aided Design
CEN	Comité Europeu de Normalização
CUFSM	Cornell University Finite Strip Method. Programa baseado no método das faixas finitas.
CIMNE	Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
EC3	Eurocódigo 3
GBT	Generalised Beam Theory
GBTUL	Generalised Beam Theory the University of Lisbon. Programa baseado no método das faixas finitas.
GMNIA	Análise Geometricamente e Materialmente Não Linear
ISO	International Organization for Standardization
LA	Análise Linear
LBA	Análise Bifurcacional Elástica
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MD	Modo Distorcional
MEF (FEM)	Método dos Elementos Finitos
MFF (FSM)	Método das Faixas Finitas

MGF	Modo Global de Flexão
MGFT	Modo Global de Flexão-Torção
MRD (DSM)	Método da Resistência Direta
SAFIR	Safety Fire Resistance. Programa baseado no método dos elementos finitos para análise térmica e estrutural
TC8	Comité Técnico nº8

CAPÍTULO 1

Introdução

Considerações Gerais
Perfis Enformados a Frio
Situação de Incêndio
Âmbito e Objetivos
Investigação e Desenvolvimentos
Estrutura da Dissertação

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Ao longo dos tempos, o projeto de estruturas cada vez mais leves e resistentes, por razões de ordem económica e/ou estética, tem levado os engenheiros a elegerem a solução metálica como a solução estrutural mais eficiente. Por esses motivos, a construção metálica tornou-se uma opção cada vez mais corrente na construção civil, onde se baseia na utilização de perfis pré-fabricados de aço estrutural. Estes pré-fabricados encontram-se em três formas: (i) perfis laminados a quente, (ii) perfis soldados e (iii) perfis enformados a frio (Laím, 2013).

A elevada utilização de elementos de aço enformados a frio, para fins estruturais, deve-se principalmente a duas vantagens: (i) eficiência estrutural, expressa pela razão entre a resistência mecânica e o peso, e (ii) possibilidade de se fabricar, economicamente, elementos com uma vasta gama de formas geométricas (Prola, 2001). A sua utilização é aplicável em edifícios residenciais, industriais, comerciais (Kankanamge, 2010) e também como elementos de suporte de coberturas ou fachadas (Pinho, 2011).

A utilização de elementos de aço enformados a frio na indústria da construção remonta à década de 1850, nos Estados Unidos da América e Inglaterra, porém a sua utilização, com carácter sistemático em estruturas de edifícios, só teve lugar a partir de 1940 (Yu *et al.*, 2000). Para o crescimento da utilização dos elementos de aço enformados a frio em estruturas de engenharia civil, contribuiu o impulso das várias publicações das primeiras disposições construtivas regulamentares, relativas ao comportamento estrutural deste tipo de elementos, nas edições da *Specification for Design of Cold-formed Steel Structural Members* da *American Iron and Steel Institute* (AISI) em 1946. Estas disposições foram o resultado do trabalho de investigação desenvolvido na Universidade de Cornell, desde 1939, sob a orientação de George Winter (Yu *et al.*, 2000). Desde então, assistiu-se a um progressivo aumento do número de estruturas construídas com perfis e/ou painéis de aço enformados a frio.

Atualmente existem vários grupos de investigação que se dedicam ao estudo de perfis em aço enformados a frio, nomeadamente:

- Grupo de pesquisa do professor Benjamim W. Shafer da *The John Hopkins University*, nos EUA;

- Wei-Wen Yu, da *University of Missouri-Rolla*, nos EUA;
- Grupo de pesquisa liderada pelo professor G. Hancock, na Austrália;
- Professores Dinar Camotim e Nuno Silvestre do *Instituto Superior Técnico* em Portugal;
- Professores Dan Dubina e Raffaele Landolfo pertencentes ao comité técnico da *ECCS* (Convenção Europeia para a Construção Metálica);
- Professores Nuno Lopes e Paulo Vila Real da *Universidade de Aveiro* em Portugal.

Apesar das principais vantagens já referidas anteriormente, os elementos estruturais enformados a frio possuem uma grande suscetibilidade a um conjunto de fenómenos que normalmente não afetam as secções menos esbeltas (p. ex. elementos de aço laminados a quente): (i) fenómenos de encurvadura local e (ii) fenómenos resultantes da baixa rigidez e complexa deformabilidade sob torção (Prola, 2001).

Os elementos enformados a frio são normalmente leves, porque podem ser realizados com secções de pequena espessura, o que leva a que estes sejam mais propensos a fenómenos de instabilidade, em comparação com os elementos laminados a quente, visto possuírem reduzidas cargas críticas de encurvadura (ASRO, 2008), ou seja, têm um comportamento diferente e diferentes modos de rotura (Hancock *et al.*, 2001). Apesar disso, estes elementos de pequena espessura podem encurvar para níveis de tensões inferiores à tensão de cedência.

Os elementos não tendem, geralmente, a colapsar quando a sua tensão crítica de encurvadura é atingida, e muitas vezes poderão continuar a transportar cargas crescentes superiores às cargas que resultaram na encurvadura local (pós-encurvadura) (Yu *et al.*, 2000).

Como os perfis enformados a frio podem ser mais esbeltos, em comparação com os perfis laminados a quente, uma das características interessantes nas secções de aço enformadas a frio reside no facto de nas zonas mais esbeltas da secção (paredes), quando submetidas a compressão, poderem incorporar reforços intermédios (em forma de *V* ou *U*), os quais “enrijecem” as zonas mais flexíveis da secção, impedindo parcial ou totalmente a sua deformação (Silvestre e Camotim, 2006).

Dado o elevado grau de não linearidade geométrica que caracteriza o comportamento dos elementos estruturais de aço enformados a frio e a diversidade dos fenómenos envolvidos, a sua determinação correta obriga a recorrer a métodos de análise sofisticados, que exigem um esforço computacional elevado (Prola, 2001).

Em situação de incêndio, o aço apesar de não ser combustível, não garante a segurança da estrutura em situação de incêndio, apresentando um fraco desempenho na presença de temperaturas elevadas. Para o caso particular dos perfis enformados a frio, a temperatura aumenta rapidamente quando são expostos ao fogo, porque a condutividade térmica da secção é elevada e a espessura das paredes reduzida.

Em relação às propriedades mecânicas do aço enformado a frio, como a tensão de cedência e módulo de elasticidade, estas decrescem com o aumento de temperatura (Kankanamge, 2010). Posto isto, a estrutura metálica terá uma perda de resistência mecânica quando sujeita a altas temperaturas (Arrais, 2012; Vila Real, 2003), e terá os fenómenos de instabilidade comuns nestes elementos intensificados. Devido a estes fatores, torna-se importante ter um bom e preciso método de dimensionamento para projetar elementos estruturais de aço enformados a frio, sujeitos a elevadas temperaturas, para que a estrutura, como um todo, não colapse no tempo previsto de evacuação das pessoas.

Devido ao facto dos ensaios experimentais a elevadas temperaturas serem dispendiosos, requerendo a existência de fornalhas, é comum a utilização de ferramentas analíticas numéricas para validar os resultados dos ensaios experimentais existentes e o desenvolvimento de métodos analíticos simplificados (Talamona *et al.*, 1997).

1.2 PERFIS ENFORMADOS A FRIO

1.2.1 Aplicações

Os elementos enformados a frio podem ser divididos e classificados em dois tipos:

- Chapas perfiladas e painéis de chapa;
- Perfis.

Na construção de edifícios de vários andares, as chapas perfiladas ganharam uma ampla aceitação juntamente com o betão, em lajes mistas aço-betão (ASRO, 2008) ou estruturas de suporte de paredes, pavimentos e coberturas (Arrais, 2012).

Os painéis de chapa e as chapas perfiladas são peças laminares cuja superfície é normalmente poligonal [Figura 1.1]. A espessura das chapas oscila de 0,5 a 1,9 mm (Prola, 2001) e a altura entre os 20 e os 200 mm (ASRO, 2008).

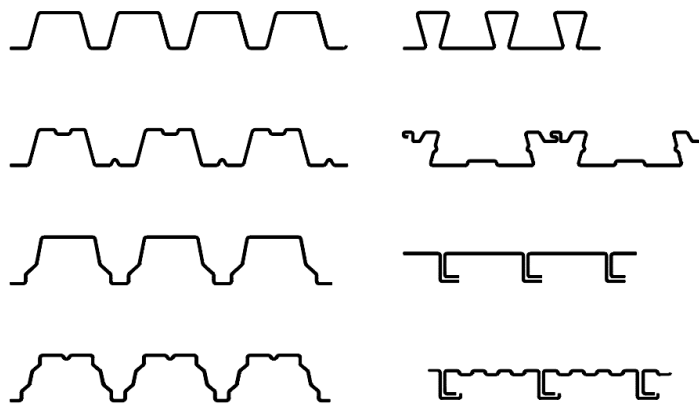


Figura 1.1 - Chapas perfiladas e painéis (CEN, 2004).

Os perfis enformados a frio são peças lineares de eixo retilíneo e secção uniforme, com altura a variar de 50-70 mm a 350-400 mm (ASRO, 2008), fabricados a partir de chapas de aço cuja espessura oscila entre 1,2 e 6,4 mm (Prola, 2001). A espessura mínima, para aços de alta resistência, poderá chegar aos 0,5 mm (Silvestre e Camotim, 2006).

Os perfis mais frequentes, em estruturas de edifícios e em estruturas porticadas, são os de secção C, Z e, mais recentemente, em “rack” (secção em ómega) (Silvestre e Camotim, 2006).

É importante realçar que existe muito menos normalização de formas nos elementos enformados a frio (Hancock *et al.*, 2001) em comparação com os elementos laminados a quente.

Dentro dos perfis, existem os seguintes tipos de secções [Figura 1.2] (ASRO, 2008):

- Secções simples abertas;
- Secções compostas abertas;
- Secções compostas fechadas.

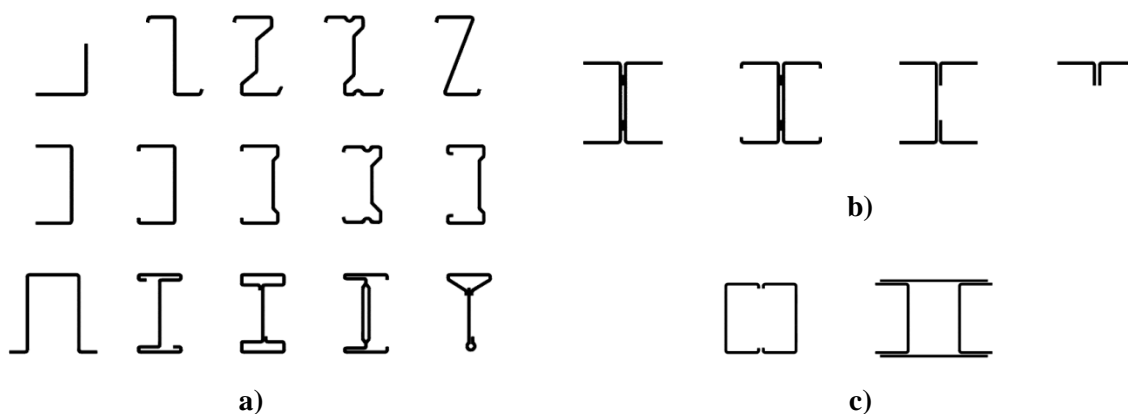


Figura 1.2 - Secções de perfis enformados a frio: **a)** secções simples abertas, **b)** secções compostas abertas e **c)** secções compostas fechadas (CEN, 2004).

A opção dos perfis enformados a frio, em detrimento dos perfis laminados a quente, reside nas vantagens de seguida apresentadas.

Vantagens dos perfis enformados a frio em relação aos laminados a quente (Pinho, 2011):

- Podem ser fabricados com dimensões inferiores às mínimas padronizadas pelos laminados a quente e com comprimentos inferiores;
- O fabrico dos perfis enformados a frio é realizado à temperatura ambiente, logo, os perfis enformados a frio exibem menores tensões residuais em comparação com os perfis laminados a quente;
- Possibilitam uma elevada economia no armazenamento, transporte e manuseamento. Determinadas formas de secção transversal podem “encaixar” e permitir uma melhor compactação, embalagem e transporte, ou seja, melhor aproveitamento de espaço;
- O reaproveitamento dos elementos de aço enformados a frio e a utilização do aço como material reciclável, o qual apresenta um significativo reaproveitamento e elevada sustentabilidade;
- Conterem zonas da sua secção com maior resistência mecânica do que outras, por exemplo as zonas dos cantos devido ao processo de endurecimento do aço;
- Uma elevadíssima eficiência estrutural (elevada relação resistência/peso);
- Uma significativa otimização estrutural (possibilidade de utilizar qualquer forma de secção);
- A sua pré-fabricação ser em grande escala de subestruturas e subsequente montagem em obra, com grandes vantagens económicas.

Em relação a outros materiais de construção, os perfis enformados a frio possuem, de igual forma, vantagens interessantes a ter-se em conta na fase de projeto.

Vantagens e qualidades do aço enformado a frio em relação a outros materiais de construção como o aço madeira, betão, etc. (Kankanamge, 2010):

- Possui qualidades uniformes ao longo da sua secção transversal e ao longo do seu comprimento;
- Fácil manuseamento e menores custos de transporte;
- Facilidade e rapidez na montagem;
- Permite a fácil modificação depois de construído;
- No aço enformado a frio existe um controlo sob a consistência da qualidade da superfície com o fim de garantir uma boa aparência superficial;

- Os elementos estão disponíveis sob uma vasta gama de formas e tamanhos;
- Resistente a qualquer ataque de térmitas ou a outro qualquer ataque insetos ligados à madeira;
- É não combustível.

1.2.2 Processos de Fabrico

Os elementos estruturais enformados a frio são produzidos a partir de chapas de aço através da dobragem destas, à temperatura ambiente, e são normalmente prismáticas com a sua secção transversal de “parede fina” (thin-walled cross-sections) (Silvestre e Camotim, 2006). As propriedades dos elementos em aço enformados a frio são alteradas consoante o método de fabrico, e as tensões residuais (tensões existentes no perfil sem que lhe seja adicionado tensões devido a esforços) são significativamente diferentes do aço elementos em aço laminados a quente (Hancock *et al.*, 2001).

Os processos de fabrico existentes na conceção dos perfis enformados a frio são:

- i) Laminagem a frio (“Roll Forming” (Hancock *et al.*, 2001) ou “Cold Rolling” (ASRO, 2008));
- ii) Quinagem (“Brake Forming” (Hancock *et al.*, 2001) ou “Press Braking” (ASRO, 2008)).

i) Laminagem a frio

A laminagem a frio é processo de fabrico mais utilizado. Consiste em passar uma chapa de aço através de uma série de rolos compressores opostos (no mínimo 6 e no máximo 15, colocados de forma sequencial) (Silvestre e Camotim, 2006), onde estes vão dobrando a chapa de aço progressivamente até atingir-se a forma desejada em regime plástico, com o objetivo de se chegar à forma pretendida [Figura 1.3].

Cada par de rolos compressores opostos, designada de fase, produz uma determinada deformação pré-definida. Quanto maior for a complexidade da forma da secção, mais fases serão necessárias para produzir a secção desejada [Figura 1.4] (ASRO, 2008).

Depois de concluído o processo de dobragem, as peças vão sendo cortadas em elementos cujo comprimento varia entre os 6 a 12 metros. O tempo de produção situa-se na ordem dos 30 metros/minuto.

A laminagem a frio é um processo de fabrico utilizado para produzir secções em grandes quantidades (ASRO, 2008), visto que apesar de corresponder a um grande investimento em equipamento, o custo de produção é baixo (Veríssimo, 2008).

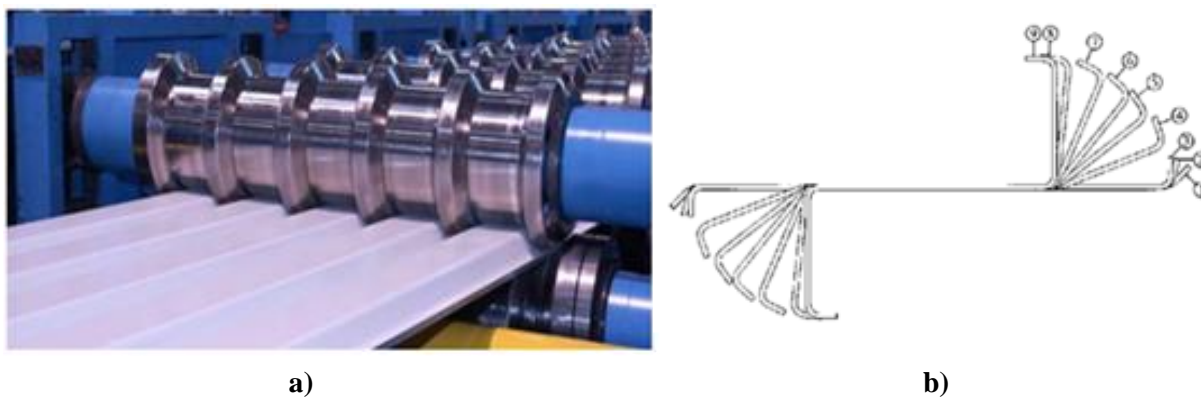


Figura 1.3 - Processo de fabrico: **a)** laminagem a frio (Veríssimo, 2008) e **b)** laminagem a frio usual de secções em Z (Hancock *et al.*, 2001).

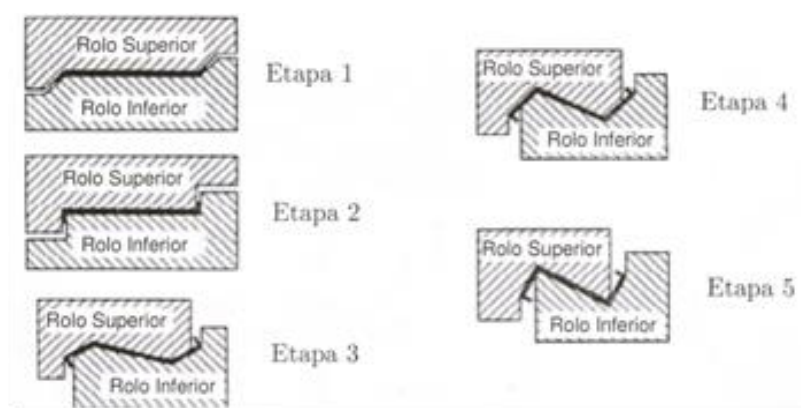


Figura 1.4 - Várias fases da laminagem a frio de uma secção em Z (Hancock *et al.*, 2001).

ii) Quinagem

A quinagem é um processo de fabrico que consiste na dobragem de uma chapa de aço, através de uma prensa, contra um negativo com a forma pretendida ou para simplesmente dobrar a chapa (Arrais, 2012). Para secções com várias formas, é necessário mover a placa de aço na prensa e repetir o processo e prensar várias vezes (Hancock *et al.*, 2001).

A quinagem é usada até um limite de 5 a 8 metros de comprimento (ASRO, 2008). Apesar disso, a quinagem, ao contrário da laminagem a frio, é um processo vantajoso em produções de pequena escala, quando os elementos possuem um comprimento normalmente inferior a 6 metros (Silvestre e Camotim, 2006) e de geometria simples (Arrais, 2012), visto que o

equipamento para usar o processo de laminagem a frio não justifica tal investimento (Hancock *et al.*, 2001).

O equipamento utilizado é constituído por uma parte superior com uma forma convexa (em V ou U) que comprime a chapa contra uma superfície inferior (prensa) com a forma inversa (côncava) [Figura 1.5]. Os elementos a produzir deverão ter uma secção transversal de configuração simples (C, Z e L). A velocidade de produção situa-se em 60 metros/minuto (Silvestre e Camotim, 2006).

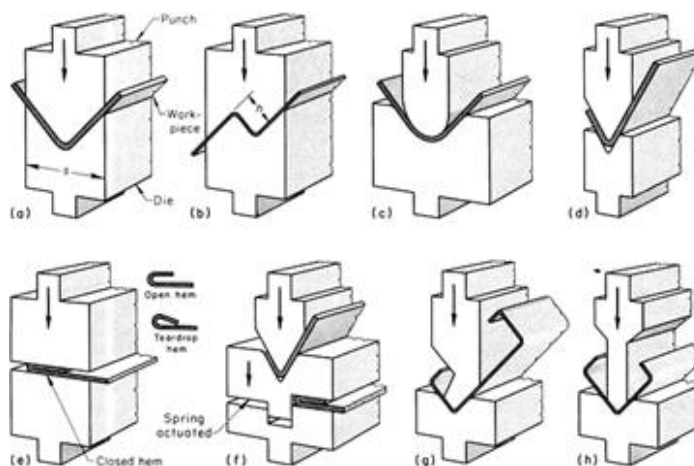


Figura 1.5 - Processos de quinagem, incluindo quinagem composta (wikiEngenharia, consult. 2013).

1.2.3 Comportamento Estrutural

Como se já referiu, os perfis enformados a frio são, normalmente, elementos com secção de parede fina, o que resulta num comportamento estrutural diferente dos perfis laminados a quente.

Os perfis com secções de parede fina podem ser divididos em secções de parede fina abertas e fechadas, na medida em que existem diferenças acentuadas entre as respetivas propriedades mecânicas (p. ex., rigidez de torção) (Prola, 2001).

Ao contrário dos elementos laminados a quente, a tensão de cedência e o módulo de elasticidade, dos elementos de aço enformados a frio, podem variar de forma significativa ao longo da secção transversal.

Além de existir diferenças nas propriedades materiais, as tensões residuais e imperfeições geométricas, inerentes ao processo de enformar a frio, podem também ser diferentes em relação aos perfis laminados a quente (Kankanamge, 2010).

Aspetos a ter em conta na análise e dimensionamento de perfis enformados a frio de secção aberta:

- Fenómenos de instabilidade local e/ou global, devidos à elevada esbelteza das paredes do perfil e à baixa rigidez de torção das secções (Prola, 2001);
- Grande deformabilidade à torção, devido à baixa rigidez que as secções de parede fina aberta exibem a este modo de deformação e também ao facto de, em muitas secções, o centro de corte não coincidir com o centro de gravidade (Prola, 2001) ou o carregamento não ser aplicado no centro de corte, fará com que exista deformabilidade devido à torção e à flexão na peça [Figura 1.6]. Consequentemente, as vigas ou madres devem de ter contraventamentos contínuos ou intervalados ao longo do seu comprimento para evitar a deformação na peça devido à torção (Hancock *et al.*, 2001). Para secções transversais fechadas, como secções ocas quadradas ou circulares, não são geralmente suscetíveis a encurvadura lateral devido à elevada rigidez de torção ($G \cdot I_t$) (Dubina *et al.*, 2012);
- Empenamento, exibido por secções de parede fina aberta submetidas ao momento torsor. O tipo de condições de fronteira de uma barra relativamente a este modo de deformação tem grande influência na sua resistência mecânica (Prola, 2001);
- Reforço de extremidade ou elementos intermédios, com o recurso a dobragens na chapa de forma a melhorar o comportamento estrutural (resistência à deformação) das paredes comprimidas (Prola, 2001). Estes asseguram pontos de apoio que faz diminuir o comprimento livre das paredes diminuir, ou seja, faz com que a tensão crítica de instabilidade local aumente (Veríssimo, 2008);
- Endurecimento do aço junto dos bordos longitudinais internos das barras, o que traduz num aumento da tensão de cedência e uma diminuição da ductilidade (Silvestre e Camotim, 2006);
- Colapso da alma (“web crippling”) ocorre nas secções onde estão aplicadas cargas concentradas podendo ser crítico em membros estruturais de aço enformado a frio devido (i) à elevada esbelteza das paredes que constituem as almas, (ii) as almas estarem inclinadas em relação à carga, (iii) ao facto de ser construtivamente difícil a incorporação de reforços transversais (Prola, 2001) e (iv) as cargas serem geralmente aplicada na aba, o que faz com que a carga seja excêntrica em relação à alma, o que vai provocar uma encurvadura inicial na alma antes de ocorrer o colapso da mesma.

Quanto maior for o raio de dobragem entre a aba e a alma, maior será probabilidade de ocorrer o colapso da alma (Hancock *et al.*, 2001);

- Tipos de ligações, os modos de colapso são diferentes dos obtidos em estruturas de perfis de aço laminados a quente, tanto para ligações aparafusadas ou soldadas (Prola, 2001).

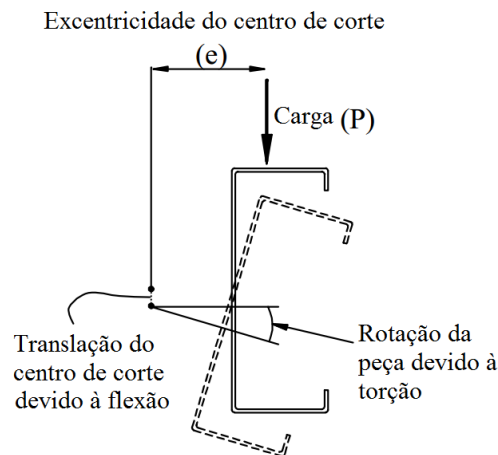


Figura 1.6 - Carregamento excêntrico relativamente ao centro de corte (Hancock et al., 2001).

1.2.3.1 Influência do processo de fabrico na resistência da secção

O processo de fabrico dos perfis enformados a frio pode alterar as propriedades mecânicas da placa de aço antes de ser enformada. Como as propriedades mecânicas do aço enformado a frio tem um papel bastante importante no comportamento da estrutura, estas alterações devem ser tidas em conta no projeto.

O processo de enformar a frio aumenta a tensão de cedência e a tensão rotura, comparativamente com as respetivas tensões originais da placa de aço antes de enformar, que por sua vez reduz a ductilidade (Yu *et al.*, 2000). Apesar disso, a percentagem de acréscimo da tensão de rotura é muito menor do que a percentagem de acréscimo da tensão de cedência, como se verifica pelo diagrama tensão-extensão da Figura 1.7.

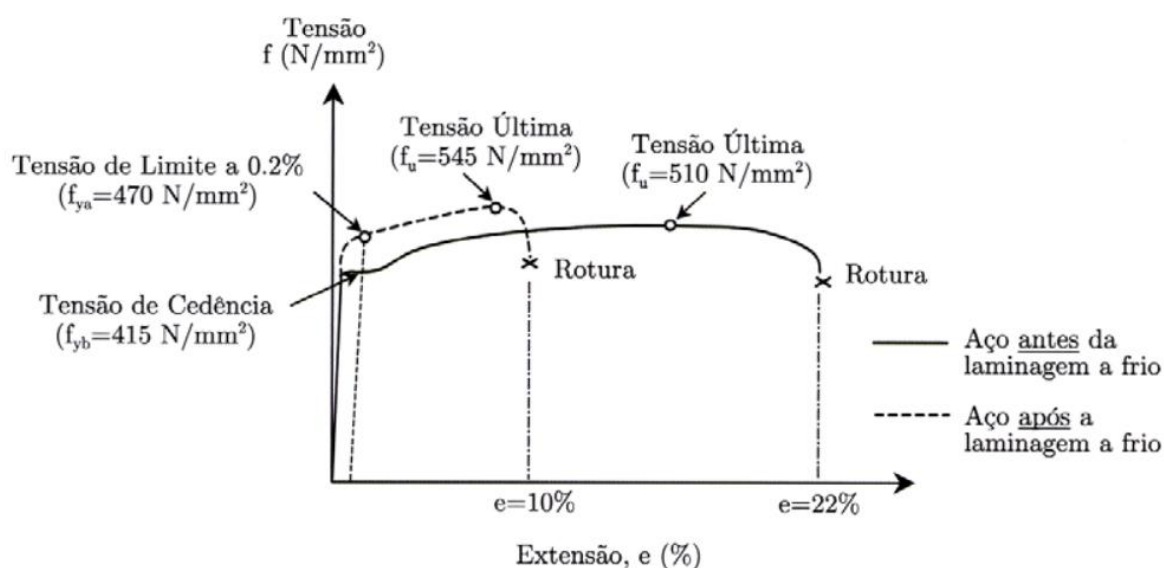


Figura 1.7 - Diagrama tensão-extensão antes e após da laminagem a frio (Veríssimo, 2008).

Nos cantos da secção (dobras), a enformagem é feita a um nível superior em comparação com as paredes da secção, logo, as propriedades mecânicas não são homogêneas ao longo da secção transversal. Por essa razão, a tensão de cedência e a tensão de rotura é maior nos cantos do que nas paredes das secções nos elementos enformados a frio (Kankanamge, 2010), logo, a encurvadura ou a tensão de cedência é atingida primeiramente nas paredes devido à baixa tensão de cedência. Na Figura 1.8, baseada em Silvestre e Camotim (Silvestre e Camotim, 2006), é demonstrado de forma ilustrativa a influência do número de reforços numa secção em Z na tensão crítica local.

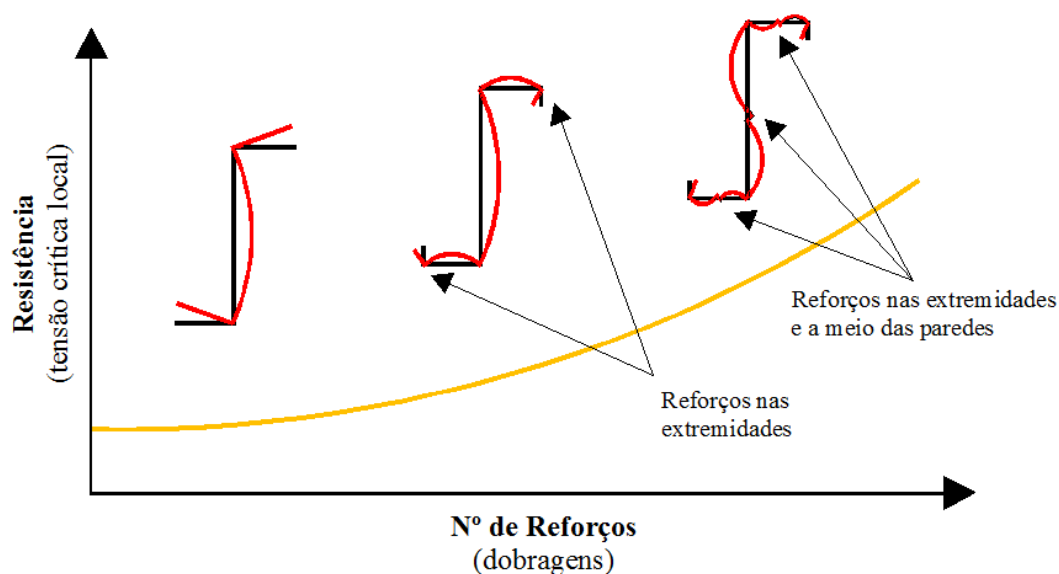


Figura 1.8 - Influência dos reforços intermédios em uma secção Z enformada a frio na tensão crítica local.

A introdução de deformações, devido ao processo de fabrico, nas paredes da secção as deformações são elásticas, enquanto as deformações nos cantos são deformações plásticas [Figura 1.9] (Abdel-Rahman e Sivakumaran, 1997).

O aumento da tensão de cedência e tensão de rotura está relacionado com o endurecimento do aço (strain hardening) e envelhecimento deste (strain aging), respetivamente [Figura 1.10] (ASRO, 2008).

O Eurocódigo 3 Parte 1-3 (CEN, 2004) permite usar o incremento da tensão de cedência que resulta do processo de fabrico e também dá recomendações como calcular esse incremento.

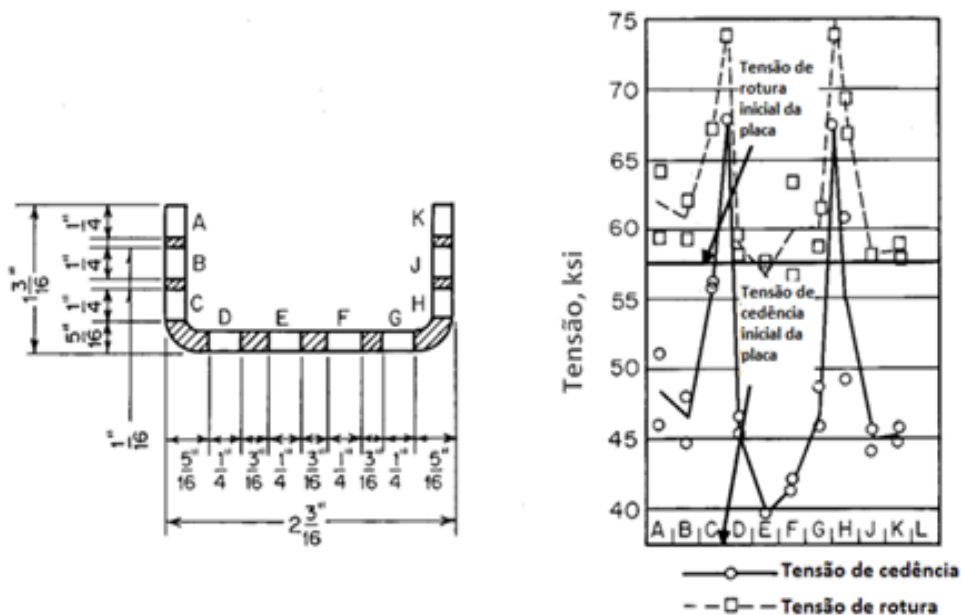


Figura 1.9 - Tensões resistentes antes e após o processo de enformar a frio de uma secção em C (Karren e Winter, 1965).

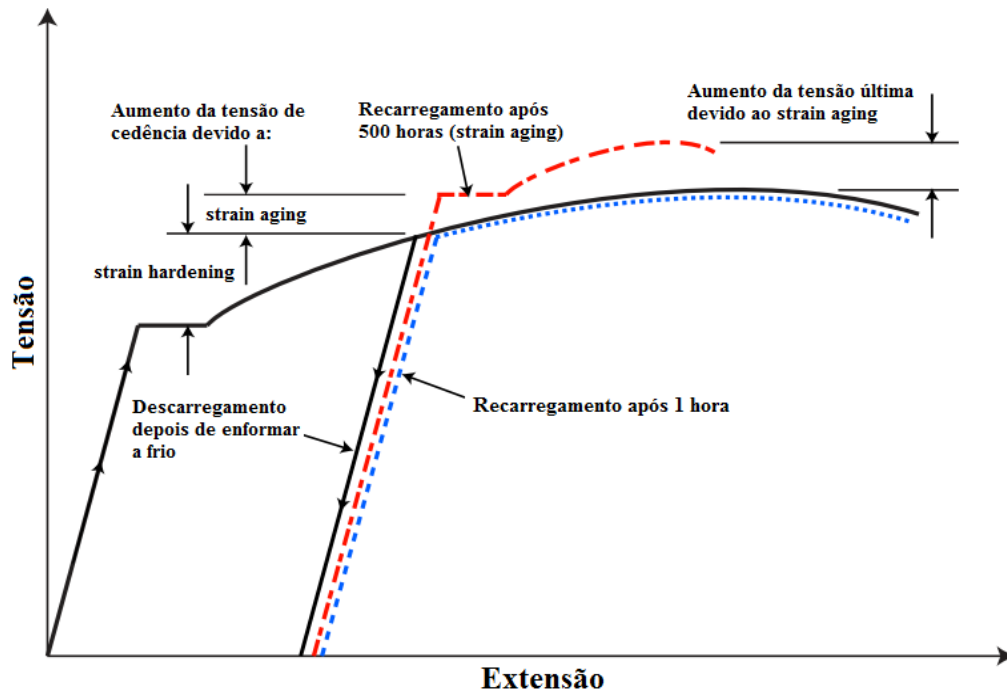


Figura 1.10 - Efeito do “strain hardening” e “strain aging” na relação tensão-extensão dos aços enformados a frio (TRB, 2011; Chajes, Britvec e Winter, 1963).

O processo de fabrico, como já referido, influencia as tensões de cedência e de rotura, e consequentemente, no comportamento à encurvadura do respetivo elemento estrutural, logo, torna-se necessário fazer a distinção entre os diferentes processos de fabrico, e em particular, diferenciar o processo de laminagem a frio e o processo de quinagem [Tabela 1.1].

Tabela 1.1 - Influência do processo de fabrico nas tensões de cedência e rotura dos perfis laminados a quente e dos perfis enformados a frio (ASRO, 2008).

Método de enformagem		Laminados a quente	Enformados a frio	
			Laminados a frio	Quinagem
Tensão de cedência	Dobras	Sem influência	Elevada	Elevada
	Paredes	Sem influência	Moderada	Sem influência
Tensão de rotura	Dobras	Sem influência	Elevada	Elevada
	Paredes	Sem influência	Moderada	Sem influência

1.2.3.2 Tensões residuais

Num estudo rigoroso do comportamento de uma estrutura é sempre necessário contabilizar os efeitos das imperfeições resultantes do processo de fabrico.

As imperfeições podem ser de dois tipos: (i) imperfeições geométricas e (ii) imperfeições ao nível do material, como é o caso das tensões residuais.

As tensões residuais são tensões existentes no perfil sem que lhe seja adicionado tensões devido a esforços. Nos perfis enformados a frio, as tensões residuais afetam a sua rigidez, podendo causar uma pré-cedência inicial que vai causar a redução da tensão de rotura (Arrais, 2012; Kankanamge, 2010).

Em perfis de aço laminados a quente, a distribuição de tensões residuais não variam muito ao longo da espessura das paredes do elemento em análise e até podem ser desprezáveis, devido à sua fraca influência na resistência da peça. Por outro lado, em perfis enformados a frio isso já não acontece, podendo as tensões residuais serem idealizadas como sendo a soma de dois tipos: (i) tensões residuais de membrana e (ii) tensões residuais de flexão [Figura 1.11] (Kankanamge, 2010; Schafer e Peköz, 1998). Apesar desta simples diferenciação de distribuição de tensões, existe já modelos analíticos efetuados que demonstram uma maior complexidade na distribuição das tensões residuais ao longo da espessura da parede (Rondal, 1987).

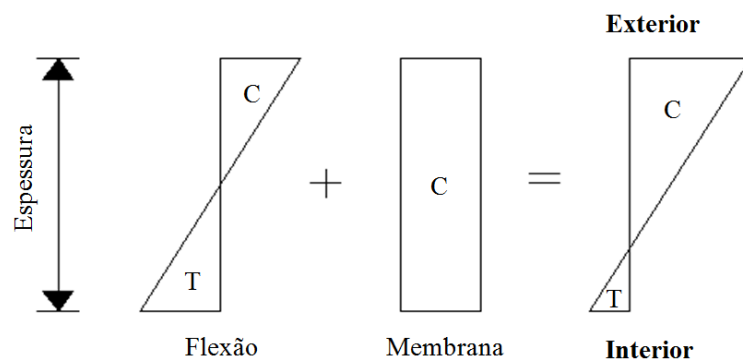


Figura 1.11 - Distribuição de tensões residuais de flexão e membrana (Schafer e Peköz, 1998).

As distribuições de tensões residuais de membrana são geralmente pequenas [Tabela 1.2], em comparação com as tensões residuais de flexão [Tabela 1.3]. Posto isto, as tensões residuais de membrana podem ser desprezáveis, ficando apenas as tensões residuais de flexão (Kankanamge, 2010; Lee, 2004; Schafer e Peköz, 1998). Apesar disso, e em oposição ao efeito das tensões residuais de membrana, a tensão de cedência é elevada na região dos cantos devido ao processo de enformagem a frio (Karren, 1965).

Se na modelação e posterior estudo de uma peça, as tensões residuais de membrana forem modeladas nos cantos ou em outras zonas da secção transversal do elemento a estudar, então o acréscimo da tensão de cedência, nessas mesmas zonas, deve de ser igualmente modelado. Por simplificação, e por vezes devido à falta de dados ou falta de estudos necessários para avaliar estes dois pontos em conjunto, se as tensões residuais de membrana forem ignoradas,

então o aumento de tensão de cedência, referente ao processo de enformar a frio, deve de ser também ignorado (Schafer e Peköz, 1998).

Como ilustrado na Figura 1.11, as tensões residuais de flexão variam linearmente ao longo da espessura da parede e são de compressão e tração no exterior e interior, respectivamente. Em comparação com as tensões residuais de membrana, as tensões residuais de flexão são mais significativas para a perda direta da resistência da peça à flexão. A magnitude destas depende do método de enformagem a frio, onde para a laminagem a frio, as tensões residuais de flexão são maiores, ao contrário da quinagem (Schafer e Peköz, 1998).

Schafer e Peköz (1998) publicaram um artigo, baseado em pesquisas passadas, em que é proposto dois modelos de distribuição de tensões residuais de flexão para secções em C, em percentagem do valor de cedência para os dois métodos de enformagem a frio, a laminagem a frio e quinagem, e também para os dois tipos de tensões residuais [Tabela 1.2 e Tabela 1.3].

Tabela 1.2 - Tensão residual de membrana %fy (Schafer e Peköz, 1998).

Elemento	Laminagem a frio		Quinagem	
	Variação (%)	Média (%)	Variação (%)	Média (%)
Alma	-2,9 a -0,5	-1,7	0,8 a 1,0	0,9
Canto	5,7 a 7,9	6,8	4,8 a 5,6	5,2
Banzo	6,4 a 9,4	7,9	-0,1 a 0,5	0,2
Reforço	2,9 a 4,9	3,9	-0,1 a 1,9	0,9

Tabela 1.3 - Tensão residual de flexão %fy (Schafer e Peköz, 1998).

Elemento	Laminagem a frio		Quinagem	
	Variação (%)	Média (%)	Variação (%)	Média (%)
Alma	32,7 a 45,1	38,9	12,4 a 21,4	16,9
Canto	21,8 a 31,8	26,8	29,4 a 36,0	32,7
Banzo	-0,1 a 13,5	6,7	44,4 a 67,6	56,0
Reforço	22,5 a 24,5	23,5	5,5 a 10,5	8,0

A Figura 1.12 demonstra de forma ilustrativa as tensões residuais de flexão para uma secção em C sem reforço de acordo com a Tabela 1.3.

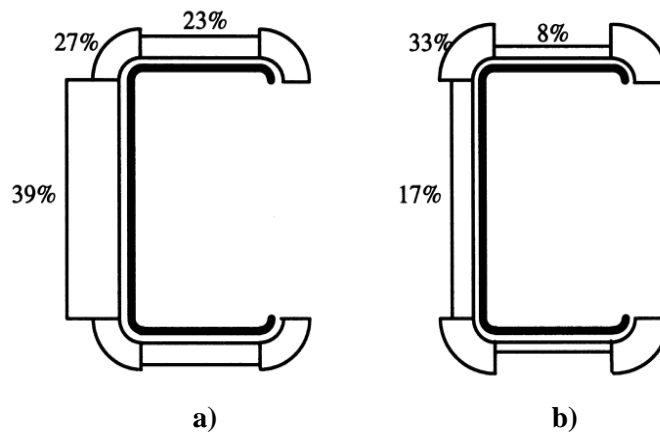


Figura 1.12 - Tensão residual de flexão: **a)** laminagem a frio e **b)** quinagem (Schafer e Peköz, 1998).

Weng e Peköz (1990) recomendam distribuições e valores para as tensões residuais, onde as tensões na superfície externa são de tração e na superfície interna de compressão. Estas variam linearmente ao longo da espessura e possuem o valor máximo de $0,5 \cdot \sigma_y$ para os elementos retilíneos da secção transversal e $0,65 \cdot \sigma_y$ para os cantos, onde σ_y é a tensão de cedência do aço [Figura 1.13].

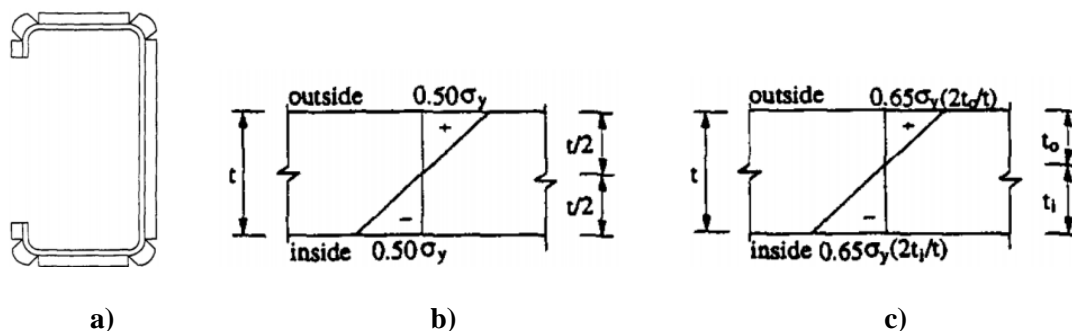


Figura 1.13 - Distribuição de tensões residuais: **a)** em torno da secção em C, **b)** nas zonas planas; **c)** nos cantos (Arrais, 2012; Weng e Peköz, 1990).

A distribuição de tensões residuais propostas por Weng e Peköz (1990) satisfazem as condições de equilíbrio à flexão, mas não à do esforço axial, porque a superfície externa do canto com tensões residuais de tração é maior que a superfície interna do canto com tensões residuais de compressão (Arrais, 2012; Kankanamge, 2010). Posto isto, Pi *et al.* (1998) sugeriram uma nova distribuição, em relação aos valores utilizados para as tensões residuais em comparação com Weng e Peköz (1990).

Com o fim de satisfazer as condições de equilíbrio à flexão e ao esforço axial, a tensão residual máxima na superfície interna e externa é substituída por $-0,65 \cdot f_y \cdot (2t_i/t)$ e $+0,65 \cdot f_y \cdot (2t_i/t)$ respetivamente no canto, onde:

$$t_i = \sqrt{r^2 + r \cdot t + t^2/2} - r \quad (1.1)$$

$$t_0 = t - t_i \quad (1.2)$$

Sendo r o raio, t a espessura da parede.

Com a inclusão de elevadas temperaturas, Lee (2004) afirma num artigo que as tensões residuais, de um elemento enformado a frio, vão-se perdendo. Posto isto, e no mesmo artigo, Lee (2004) propõe a inclusão de um fator de redução para as tensões residuais em peças sujeitas a elevadas temperaturas, onde este fator é obtido da seguinte forma:

$$\alpha = 1,0181 - 0,00128 \cdot T \quad (1.3)$$

Sendo T a temperatura em °C.

Tabela 1.4 - Fator de redução das tensões residuais (Lee, 2004).

Temperatura (°C)	20	200	350	500	650	800
α	1,00	0,76	0,57	0,38	0,19	0,00

Ao contrário de Lee (2004), Franssen (1993) afirma que as tensões residuais não se vão perdendo com o aumento de temperatura, mas antes que o seu comportamento e influência são diferentes, sendo menos influentes à medida que a temperatura aumenta e para os maiores comprimentos (Arrais, 2012).

1.3 SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Hoje em dia, a ocorrência de incêndios em edifícios leva a uma preocupação cada vez maior no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas, com o fim de se ultrapassar o conservadorismo de alguma regulamentação e adapta-la à realidade. Esta adaptação tem como objetivo obter uma maior segurança dos elementos estruturais a dimensionar em caso de incêndio, onde grande parte das vezes, o número de variáveis de dimensionamento são notoriamente insuficientes.

É por isso importante ter um bom e preciso método de dimensionamento para projetar elementos estruturais de aço sujeitos a elevadas temperaturas, para que a estrutura, como um todo, não colapse no tempo previsto de evacuação das pessoas.

O primeiro método internacionalmente aceite baseia-se em ensaios normalizados de resistência ao fogo. A capacidade de resistência ao fogo de um elemento estrutural pode ser obtida através de ensaios executados em fornalhas, sob a ação de um carregamento mecânico e com as condições de aquecimento baseadas na curva padrão de incêndio ISO 834. No entanto, este ensaio normalizado de resistência ao fogo, tem vindo a perder importância no dimensionamento de elementos estruturais devido: (i) ao grande progresso, ocorrido nas últimas décadas, no desenvolvimento de métodos analíticos de verificação de segurança e ao aparecimento de programas de cálculo (Vila Real, 2003); (ii) à dificuldade de reprodução das condições de aquecimento e de apoio dos elementos em teste, não sendo possível simular com rigor as condições reais de ligação com a restante estrutura (Vila Real, 2003); (iii) aos ensaios experimentais serem dispendiosos, requerendo a existência de fornalhas (Talamona *et al.*, 1997).

O aço apesar de não ser combustível, não garante a segurança da estrutura e apresenta um fraco desempenho quando submetido a elevadas temperaturas, como as que ocorrem em situação de incêndio. Por um lado, a sua elevada condutibilidade térmica faz com que a temperatura se propague rapidamente, e por outro lado, as suas propriedades mecânicas, como a tensão cedência e módulo de elasticidade, decrescem drasticamente com o aumento de temperatura (Kankanamge, 2010), logo, a estrutura metálica terá uma perda de resistência mecânica quando sujeita a altas temperaturas (Arrais, 2012; Vila Real, 2003).

No caso concreto dos perfis de aço enformados a frio de secção aberta, o aumento de temperatura faz com que a ocorrência de fenómenos de instabilidade, já de si inerentes a estes perfis à temperatura ambiente, sejam amplificados, fazendo com que a capacidade resistente do elemento seja atingida para uma carga de colapso menor. A resistência ganha no processo de fabrico de enformagem a frio é suscetível de ser perdida para elevadas temperaturas.

Em 1988, Sidey e Teague publicaram um estudo em que refere que os perfis enformados a frio, a elevadas temperaturas, perdiam resistência em cerca de 10 a 20%, percentagens maiores do que verificadas nos perfis laminados a quente.

Atualmente a nível nacional, os regulamentos de segurança contra incêndios em edifícios baseiam-se no incêndio normalizado (ISO 834), onde as exigências de resistência ao fogo têm

um carácter prescritivo e limitado. Já a nível internacional, a regulamentação de segurança contra incêndios em edifícios tem evoluído no sentido de se libertar as “tais” exigências de carácter prescritivo, passando a basear-se mais no desempenho dos elementos de construção (p. ex., tipo de incêndio, condições de carregamento ou interação entre os vários elementos estruturais). Os Eurocódigos estão claramente nesta via, menos prescritivos e cada vez mais baseados no desempenho (Vila Real, 2003).

Posto isto, a regulamentação relativa ao cálculo estrutural ao fogo de elementos em aço a utilizar deve de ser a seguinte: (i) Eurocódigo 3 parte 1-2 (“Cálculo Estrutural ao Fogo”) (CEN, 2005b), estabelece regras de cálculo da capacidade resistente de estruturas em aço em situação de incêndio; (ii) Eurocódigo 1 parte 1-2 (“Ações em Estruturas Expostas ao Fogo”) (CEN, 2002), estabelece uma caracterização das ações térmicas.

Em relação ao Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), o cálculo estrutural pode ser feito segundo três níveis de sofisticação:

- Utilização de tabelas obtidas por ensaios experimentais em fornalhas (ISO 834);
- Métodos simplificados de cálculo, fazendo uso de fórmulas analíticas aplicáveis apenas a elementos estruturais isolados;
- Métodos avançados de cálculo, usados na simulação do comportamento:
 - Global da estrutura;
 - Partes da estrutura (pórticos, sub-estruturas);
 - Elementos estruturais isolados (vigas, pilares ou lajes).

Na presente dissertação, será usado o método simplificado de cálculo, presente no Capítulo 3.4, para o cálculo da resistência última do perfil em situação de incêndio, para posterior análise e comparação.

O Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), para modelos simplificados de cálculo, emprega fatores de redução da tensão cedência e módulo de elasticidade em função da classe do perfil. Sendo que os perfis enformados a frio de secção aberta, devido às suas paredes finas e consequente esbelteza transversal, são em geral da Classe 4, a Tabela 1.5 dá fatores de redução utilizados para secções de Classe 4 em função da temperatura.

Tabela 1.5 - Fatores de redução do aço carbono das secções da Classe 4 enformadas a frio, a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

Temperatura do aço	Fator de redução (referido a f_y) para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções da Classe 4 enformadas a frio
θ_a	$k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_{yb}$
20 °C	1,00
100 °C	1,00
200 °C	0,89
300 °C	0,78
400 °C	0,65
500 °C	0,53
600 °C	0,30
700 °C	0,13
800 °C	0,07
900 °C	0,05
1000 °C	0,03
1100 °C	0,02
1200 °C	0,00

1.4 ÂMBITO E OBJETIVOS

A aplicação de elementos estruturais metálicos enformados a frio de secção em Z é cada vez mais comum. Um exemplo de aplicação corrente destes perfis corresponde à sua utilização em vigas de cobertura (madres) [Figura 1.14], onde a resistência ao fogo se revela decisivo. Portanto, é necessário compreender o comportamento dos perfis de aço enformados a frio a elevadas temperaturas, com o fim de melhorar o dimensionamento destes elementos.

Com esta dissertação pretende-se analisar as metodologias preconizadas no Eurocódigo 3, nomeadamente as 1-2 (CEN, 2005b) e 1-3 (CEN, 2004), para situação de incêndio e temperatura normal de aços enformados a frio respetivamente.

A influência das imperfeições geométricas e estruturais (tensões residuais) na carga última da secção em estudo, sujeita a temperaturas elevadas, será avaliada através de comparações entre os resultados obtidos e as formulações do Eurocódigo 3.

Devido ao elevado grau de não linearidade geométrica que caracteriza o comportamento dos elementos estruturais de aço enformados a frio, a avaliação da resistência de madres de secção Z enformadas a frio, em situação de incêndio, será feita com base nos resultados obtidos pelo programa de elementos finitos SAFIR, desenvolvido na Universidade de Liège, na Bélgica.

Através do SAFIR, a modelação numérica do comportamento mecânico de madres em Z baseia-se em análises geométricas e materialmente não lineares a elevadas temperaturas.

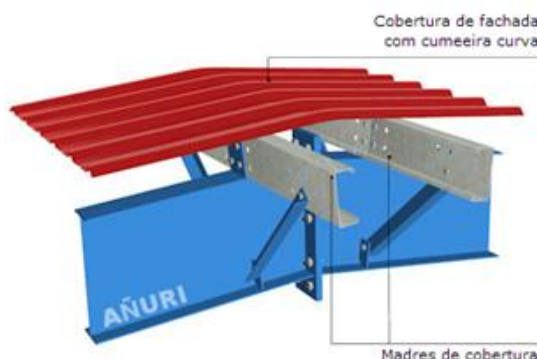


Figura 1.14 - Detalhe de madres de secção C (ANURI, consult. 2013).

1.5 INVESTIGAÇÃO E DESENVOLVIMENTOS

Ao longo dos anos, e devido à crescente utilização e uso de perfis enformados frio na construção, a investigação e desenvolvimentos científicos nesta área tornaram-se comuns. O desenvolvimento científico destina-se à obtenção de uma previsão mais precisa do comportamento destas estruturas quando carregadas, com o objetivo de se obter uma previsão da resistência dos elementos adequada e pouco conservadora.

Assim sendo, é objetivo deste subcapítulo a exposição de algumas investigações importantes ocorridas nos últimos anos, ordenadas cronologicamente, relacionadas com o tema a abordar na presente dissertação.

Em 2006, Chen e Young publicaram um artigo baseado numa investigação em que são estudadas as propriedades dos cantos (dobras) de uma secção de aço enformado a frio sujeito a elevadas temperaturas, pois para a temperatura ambiente, já existe diversa bibliografia em que aborda esse tema. Sendo assim, o estudo desenvolvido baseou-se na experimentação de um provete de aço a temperaturas entre os 20°C e os 1000°C, em que a sua espessura é de 1,9 mm e a sua tensão cedência é de 500 MPa a uma extensão de 0,2%. Com base nos resultados obtidos, foi comparado o comportamento entre os cantos e as zonas planas da secção à mesma temperatura e concluiu-se que a redução da tensão de cedência, módulo de elasticidade e tensão de rotura das dobras são similares às zonas planas.

Por fim, o mesmo estudo propõe uma equação que estima a tensão de cedência, módulo de elasticidade e tensão de rotura para temperaturas entre os 20°C e 1000°C. Propõe também ainda uma curva modelo tensão-extensão para os cantos.

Em 2010, Ranawaka e Mahendran desenvolveram um modelo de elementos finitos capaz de simular o comportamento da encurvadura distorcional de elementos comprimidos, enformados a frio, à temperatura normal e a elevadas temperaturas. O modelo validado foi utilizado para estudar o efeito dos diferentes tipos de modo de encurvadura distorcional, imperfeições geométricas, tensões residuais e propriedades mecânicas.

Os resultados demonstraram a importância do uso exato das propriedades mecânicas, a elevadas temperaturas nos projetos de segurança contra incêndios de elementos enformados a frio, sujeitos à compressão (Arrais, 2012).

Já em 2011, foi publicado um artigo de Kankanamge e Mahendran que dá a conhecer o estudo das propriedades mecânicas dos aços enformados a frio, mais comuns utilizados na Austrália, sujeitos a elevadas temperaturas (entre 20°C e 700°C). De referir que o BS5950 parte 8 (BIS, 1990) e o Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b) sugerem fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço enformado a frio a elevadas temperaturas. Contudo, o BS5950 parte 8 (BIS, 1990) sugere apenas fatores de redução para tensão limite correspondente a 0,5%, 1,5% e 2,0% de extensão (usual usar-se 0,2%). Por outro lado, o Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b) sugere fatores iguais de redução para aços laminados a quente e aços enformados a frio, não contando com o facto de as propriedades mecânicas serem diferentes. No entanto, o Anexo Nacional francês do Eurocódigo 3 parte 1-2 considera fatores de redução da tensão de cedência diferentes para perfis laminados a quente e perfis enformados a frio.

Os resultados mostraram que a classe do aço tem influência na tensão de cedência, enquanto não se observou influência na variação da espessura dos provetes de aço e a não existência de uma relação clara entre o módulo de elasticidade e a classe do aço ou espessura. Em relação à previsão de resultados, este trabalho também evidenciou a falta de fiabilidade das equações que preveem as propriedades mecânicas dos aços enformados a frio definidas por diversos autores e normas, porém as diferenças mais consideráveis nos resultados, parecem ser devidas à variação entre o tipo de aços enformados a frio e os métodos de ensaio utilizados.

Ainda no presente estudo, também se concluiu que as equações desenvolvidas por Ranawaka e Mahendran (Ranawaka e Mahendran, 2009) preveem as curvas tensão-extensão para aços enformados a frio de alta resistência razoavelmente bem, enquanto para os aços de baixa resistência, as equações terão de ser revistas e melhoradas. Por fim, desenvolveram-se equações de previsão precisas para as propriedades mecânicas e curvas de tensão-extensão

aplicáveis aos aços utilizados na Austrália, ou a outros aços enformados a frio com características semelhantes.

Em 2011, Shahbazian e Wang debruçaram-se na aplicabilidade do *Método da Resistência Direta* (MRD) para calcular a resistência última à encurvadura local de colunas em aço, de secção *C*, enformadas a frio, sujeitas a elevadas temperaturas distribuídas de forma não uniforme ao longo da sua secção. Sabendo que para elevadas temperaturas uniformes ao longo da secção, as equações do *MRD* (da AISI) são diretamente aplicáveis sem alterações, enquanto para as secções sujeitas a elevadas temperaturas, distribuídas de forma não uniforme ao longo da sua secção, o *MRD* pode ser aplicado, mas terão que ser usadas novas equações para a encurvadura local. Sendo assim, o estudo sugere novas equações, onde estas dão menor resistência à coluna para a encurvadura local, em comparação com as equações *MRD* originais.

No mesmo ano, é realizado um outro estudo por Landesmann e Camotim, que se foca na investigação do comportamento de colunas em aço enformadas a frio a elevadas temperaturas de secção *C*, nomeadamente, a encurvadura devido à torção, pós-encurvadura e tensão última.

Neste estudo, e usando o programa de elementos finitos ANSYS, chegou-se à conclusão de que a carga de última/rotura da coluna diminui com o aumento da temperatura devido: (i) à redução do módulo de elasticidade do aço e (ii) à variação da forma da curva de tensão-extensão, que não pode ser adequadamente “medida” pelo decréscimo da carga crítica, devido à redução do módulo de elasticidade. No entanto, para aços de alta resistência (S460 neste caso), a carga de colapso é afetada pela temperatura, provavelmente, porque o colapso é maioritariamente devido aos efeitos de instabilidade.

Perante o facto de não existirem regras específicas para prever a carga rotura de colunas de aço enformadas a frio, que exibem colapsos devido à distorção a elevadas temperaturas, as cargas de rotura encontradas nesta pesquisa poderão ser importantes no estabelecimento de linhas orientadoras para o projeto de tais elementos em situação de incêndio. Apesar de tudo, estes mesmos autores (Landesmann e Camotim, 2010) já têm algum trabalho prévio feito para atingir esse objetivo, que consiste em comparar cargas últimas das colunas, determinadas via numérica e experimental, com as prescrições do *MRD* (Schafer, 2005, 2008) para a rotura à distorção à temperatura ambiente.

Ainda em 2011, Joana Pinho realizou a sua dissertação de mestrado sobre o comportamento de colunas enformadas a frio de secção transversal em *C*, a elevadas temperaturas. Esse estudo

foi efetuado recorrendo a dois programas de cálculo numérico, SAFIR e CUFSM. Os resultados obtidos pelo SAFIR, carga crítica de instabilidade elástica e modos de encurvadura, calculados pelo método de elementos finitos (FEM), foram comparados aos resultados obtidos pelo método das faixas finitas (FSM) a partir do programa CUFSM, onde se observou uma boa correlação entre ambos os programas. Também foi objeto de estudo a influência das imperfeições geométricas nas cargas últimas dos mesmos elementos a elevadas temperaturas, verificando que são relevantes para a determinação das mesmas. E, comparando os resultados obtidos para determinar a carga última e as prescrições previstas nas partes 1-3 e 1-2 do Eurocódigo 3 (CEN, 2004; CEN, 2005b), verificou-se que estas últimas regras de cálculo estão do lado da segurança, mas que por vezes de um modo demasiado conservativo (Arrais, 2012).

No mesmo ano, Carlos Barreta estudou o comportamento de pós-encurvadura, em regime elástico e elasto-plástico, de perfis de aço enformados a frio com secção em Z sujeitos a compressão uniforme, quando afetados por fenómenos de interação entre modos de instabilidade local de placa e distorcional. Com este estudo, concluiu-se que as imperfeições geométricas distorcionais são as que conduziram a menores resistências de pós-encurvadura. Sendo assim, as colunas em Z exibem uma resistência elasto-plástica significativa, cujo valor aumenta com a tensão de cedência do aço e depende da imperfeição geométrica inicial.

Já em 2012, foi publicado um artigo, novamente por Kankanamge e Mahendran, que dá a conhecer desta vez o estudo da encurvadura lateral de vigas enformadas a frio de secção C, simplesmente apoiadas sujeitas à flexão lateral, visto ser este o carregamento que corresponde à pior situação. Sendo assim, o modelo considerado e validado de investigação para esta pesquisa, é um elemento de aço enformado a frio ideal e finito, simplesmente apoiado, sem restrições, onde varia a qualidade de aço, espessura da secção e geometria com o fim de se obter o momento último da secção.

O estudo, depois de uma detalhada análise numérica, conclui dando recomendações para as diversas normas existentes, nomeadamente às normas da Austrália, Nova Zelândia (AS/NZS, 2005) e Reino Unido (BIS, 1990), por estas serem conservadoras. Já em relação ao Eurocódigo, concluiu-se que para o método de conceção previsto no Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004) (método de projeto dado no Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a) com a curva de encurvadura “b”), para vigas de aço enformadas a frio com elevadas esbeltezas, este é exato, enquanto a previsão para vigas com esbelteza intermediária, provou-se ser demasiado conservador, sendo assim, esta publicação aconselha a utilização da curva de encurvadura “a”.

Ainda em 2012, foi publicado um artigo de Ganesan e Moen em que se estuda a possível alteração do fator LRFD (Load and Resistance Factor Design), para elementos de aço enformados a frio sujeitos à compressão. Esse fator foi criado com o intuito de reduzir a capacidade nominal com base na probabilidade de variações geométricas da coluna e propriedades dos materiais devido ao processo de fabrico (Nowak e Collins, 2000), ou seja, compensa a variabilidade da previsão da resistência de elementos comprimidos (colunas). O atual fator de resistência está em 0,85 e foi criado pela AISI (AISI, 1991) em 1991, ou seja, há mais de 20 anos, desde então, grandes mudanças para a especificação AISI foram implementadas. A alteração do fator LRFD, para valores superiores, leva a uma melhor eficiência do projeto e a um maior custo competitivo.

No mesmo ano, Flávio Arrais debruçou-se sobre o comportamento a elevadas temperaturas de perfis em aço enformados a frio, em especial à sua utilização em vigas de cobertura (madres), simplesmente apoiadas, e pilares comprimidos de secção C. Sendo assim, esta análise procurou determinar os modos de instabilidade destes elementos e compara-los com as prescrições presentes nas normas existentes, mais concretamente no Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), com o fim de se saber se estão do lado da segurança. Além disso, avaliou-se a influência das tensões residuais e imperfeições geométricas nas cargas últimas destes elementos. O método escolhido a ser utilizado, para ser feita esta análise, foi a modelação numérica do comportamento mecânico dos elementos, recorrendo ao programa de cálculo SAFIR de elementos finitos de análise geométrica e materialmente não linear.

As conclusões fundamentais encontradas neste estudo foram que a curva do Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b) demonstrou ser muito conservativa para comprimentos pequenos/médios das vigas a elevadas temperaturas, ao contrário do que acontece à temperatura ambiente, cujos valores se ajustam de forma convincente à curva definida pelo Eurocódigo. Também se concluiu que as imperfeições e tensões residuais têm cada vez menos influência à medida que a temperatura e esbelteza aumentam.

Em 2013, Luís Laím publicou, através da sua dissertação de doutoramento, um estudo que dá conta do comportamento de vigas em aço galvanizado enformado a frio em situação de incêndio, recorrendo a um programa de ensaios experimentais. Os ensaios de flexão em quatro pontos foram realizados com o objetivo de avaliar a influência, em situação de incêndio: (i) do tipo de secção transversal (C, I-enrijecido, R e 2R), (ii) da restrição axial à elongação térmica e (iii) restrição rotacional nos apoios. No presente estudo, concluiu-se de que as vigas apresentam uma resistência ao fogo baixa (inferior a 30 minutos), mas

temperaturas críticas geralmente elevadas (maiores que 350°C). Concluiu-se também de que as temperaturas críticas das vigas podem reduzir significativamente (até 30%) quando são restringidas à elongação térmica. Contudo, esta diminuição pode ser atenuada quando a restrição à rotação dos apoios da viga é significativa, comparativamente com a restrição rotacional da respetiva viga.

1.6 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Para além do presente capítulo, onde se apresentou uma descrição geral dos assuntos a serem abordados, nomeadamente a revisão bibliográfica da área científica e objetivos. Foram também apresentados, de forma detalhada, os perfis enformados a frio, nomeadamente as suas aplicações, processos de fabrico, comportamento estrutural e principais vantagens inerente aos perfis enformados a frio. É também descrito o comportamento do aço a elevadas temperaturas, bem como a regulamentação de dimensionamento disponível e aplicável para estruturas em aço em situação de incêndio.

Posto isto, a presente dissertação é ainda composta por mais cinco capítulos e anexos.

No Capítulo 2 é abordado o conceito de estabilidade de equilíbrio de perfis de parede fina relevantes a ter em conta numa análise estrutural rigorosa, nomeadamente a análise linear e não linear de estabilidade.

No Capítulo 3 descreve-se a metodologia de dimensionamento preconizada no Eurocódigo 3 para perfis enformados a frio à temperatura ambiente e a elevadas temperaturas, consoante o tipo de carregamento e o tipo de verificação (verificação da secção ou verificação do elemento).

O Capítulo 4 é dedicado ao tipo de análises computacionais existentes, onde se faz principal referência ao método de elementos finitos e método de faixas finitas, e aos programas utilizados na presente dissertação, em especial o programa SAFIR.

No Capítulo 5 é apresentado o estudo numérico utilizando o programa SAFIR, e posteriormente é feita uma análise comparativa com as curvas propostas pelo Eurocódigo 3.

Por último, no Capítulo 6 são apresentadas as conclusões finais do presente estudo e propostas futuras linhas de desenvolvimento relacionadas com o presente tema.

Os anexos foram concebidos para demonstrar o processo de cálculo a adotar para perfis enformados a frio para flexão desviada, segundo as várias partes do Eurocódigo 3. Este

processo passa desde o cálculo das propriedades da secção, classificação da secção e determinação da secção efetiva.

CAPÍTULO 2

Estabilidade

Considerações Gerais
Conceito de Estabilidade
Estabilidade de Barras
Regulamentação

2 ESTABILIDADE

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na análise do comportamento de estruturas, existe uma condição que tem de ser satisfeita para que uma estrutura sujeita à ação de forças esteja em segurança. Trata-se da condição de estabilidade.

A análise da estabilidade de uma estrutura pressupõe a consideração da configuração da deformada, ao contrário do que acontece no estudo da resistência dos materiais e secções aquando submetidos ao efeito dos esforços axial, transversal, momento fletor e torsor, em que basta apenas a configuração da indeformada da estrutura. Sendo assim, designam-se as teorias que estudam os fenómenos de instabilidade de “teorias de segunda ordem”, as quais contemplam a interação entre as deformadas e os esforços. É esta interação que pode provocar instabilidade (Silva, 2004).

Relativamente às forças que provocam compressão, existe a possibilidade do material de afastar lateralmente em relação à direção de atuação do esforço de compressão, sendo que este fenómeno de instabilidade é de natureza não linear (não linearidade geométrica). Por consequência, o princípio da sobreposição dos efeitos não é genericamente aplicável, quando se analisam fenómenos de instabilidade.

Uma estrutura quanto mais esbelta for, mais propensa será a fenómenos de instabilidade. Assim sendo, para determinar esse comportamento, ou para avaliar a eficiência estrutural de uma dada estrutura, é indispensável a adoção de métodos de análise não lineares que contabilizem devidamente a influência, individual e/ou conjunta, dos fenómenos de instabilidade relevantes (Prola, 2001).

Os perfis metálicos enformados a frio de secção aberta, como já anteriormente referido, são perfis com paredes de elevada esbelteza e baixa rigidez à torção das secções, tornando-os propícios a fenómenos de instabilidade sob a ação de forças. Sendo assim, o presente capítulo tem como o objetivo de determinar as condições em que isso acontece, onde serão abordados os principais conceitos inerentes à estabilidade estrutural, e apresentados o conceito de estabilidade do equilíbrio e a descrição dos fenómenos de instabilidade estrutural para secções de paredes finas abertas.

2.2 CONCEITO DE ESTABILIDADE

O conceito de estabilidade surge associada ao conceito de equilíbrio com o objetivo de classificar as configurações de equilíbrio. Uma estrutura sujeita a um sistema de forças exteriores, exibe uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores dos deslocamentos dos seus pontos. A configuração de equilíbrio pode ser de três tipos: (i) equilíbrio estável, (ii) equilíbrio instável e (iii) equilíbrio neutro.

O conceito de estabilidade do equilíbrio pode ser facilmente entendido através do exemplo clássico de uma esfera rígida em equilíbrio, submetida à ação do seu peso próprio sobre uma superfície horizontal, quando sujeita a uma força e consequente deslocamento [Figura 2.1].

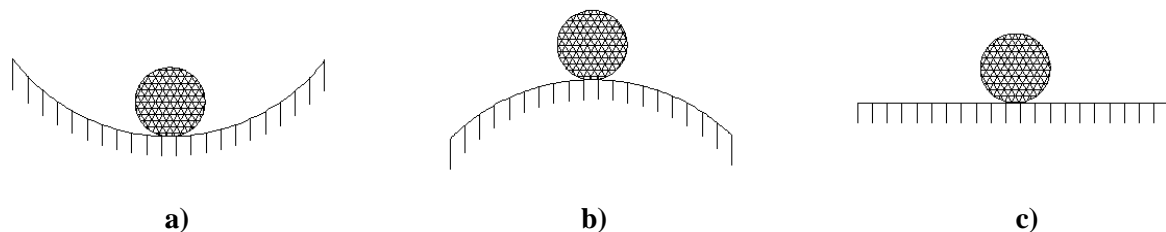


Figura 2.1 - Estabilidade de uma esfera sobre uma superfície: **a)** Equilíbrio estável; **b)** Equilíbrio instável; **c)** Equilíbrio neutro.

A analogia de uma esfera sujeita a deslocamentos, para explicar de forma simples a configuração de equilíbrio de uma estrutura quando sujeita a perturbações, pode ser feita da seguinte forma: se a perturbação for amplificada, tem-se um equilíbrio instável, se for amortecida o equilíbrio é estável. Na analogia feita à esfera, essa perturbação poderá ser traduzida por um pequeno deslocamento lateral em relação à posição de equilíbrio (Silva, 2004):

- Se a superfície for côncava, a esfera está em equilíbrio estável, pois quando desaparece a força que provoca do deslocamento, a esfera regressa à posição inicial de equilíbrio [Figura 2.1-a)].
- Se a superfície for convexa, a esfera está em equilíbrio instável, pois qualquer pequeno deslocamento imposto, a esfera jamais volta a atingir a posição inicial, estando sempre em movimento, isto é perturbação amplificada [Figura 2.1-b)];
- Se a superfície for horizontal, a esfera está em equilíbrio neutro, pois qualquer deslocamento imposto, a esfera permite que esta altere apenas a sua posição, mantendo-se posteriormente em repouso. Esta fase traduz a transição da fase estável

para a fase instável e corresponde à situação de se poderem introduzir deformações no corpo, sem que isso altere o estado de equilíbrio. Pode ser chamada de fase crítica [Figura 2.1-c)].

2.3 ESTABILIDADE DE BARRAS

2.3.1 Instabilidade Bifurcacional

Das várias configurações de equilíbrio já referidas (estável, instável e neutra), a transição entre das configurações de equilíbrio estáveis e instáveis, de uma dada trajetória de equilíbrio ou fundamental (curvas, lineares ou não, que relacionam o carregamento aplicado, habitualmente dependente de um único parâmetro de carga, com componentes criteriosamente escolhidas) que se inicia na origem do diagrama carga-deslocamento, corresponde à instabilidade dessa mesma estrutura. O ponto da ocorrência dessa transição é chamado de ponto de bifurcação, no qual assinala a instabilidade bifurcacional [Figura 2.2 e Figura 2.3].

De referir que o diagrama de carga-deslocamento da Figura 2.2 é relativo a estruturas “ideais/perfeitas”, ou seja, estruturas sem imperfeições (Veríssimo, 2008).

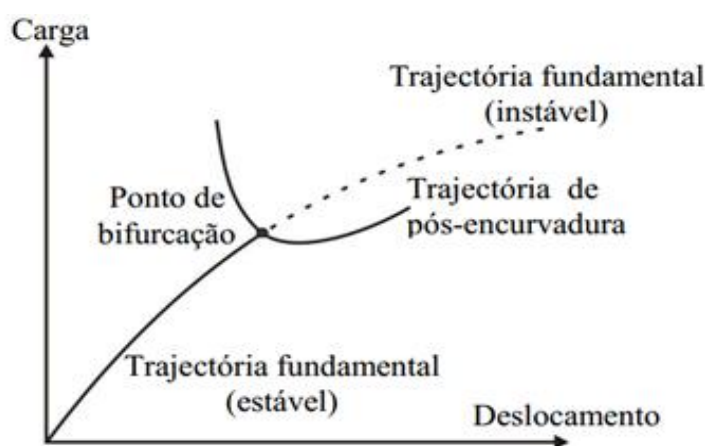


Figura 2.2 - Instabilidade bifurcacional (Prola, 2001).

Os elementos estruturais de aço enformados a frio podem ser considerados como um conjunto de placas longas, ligadas entre si por meio de bordos longitudinais (dobras).

No que diz respeito à estabilidade de perfis com secção de paredes finas abertas, o comportamento estrutural e a resistência última são afetados pela ocorrência de diversos fenómenos de instabilidade de natureza geometricamente não linear, nomeadamente fenómenos de instabilidade de natureza local e global (modos), aprofundados no subcapítulo 2.3.3.1.

O valor da tensão crítica de bifurcação e a natureza do correspondente modo de instabilidade dependem: (i) da secção transversal, (ii) do comprimento da barra e (iii) das condições de fronteira (restrições de deslocamentos e rotações existentes nas secções extremas ou intermédias) (Prola, 2001).

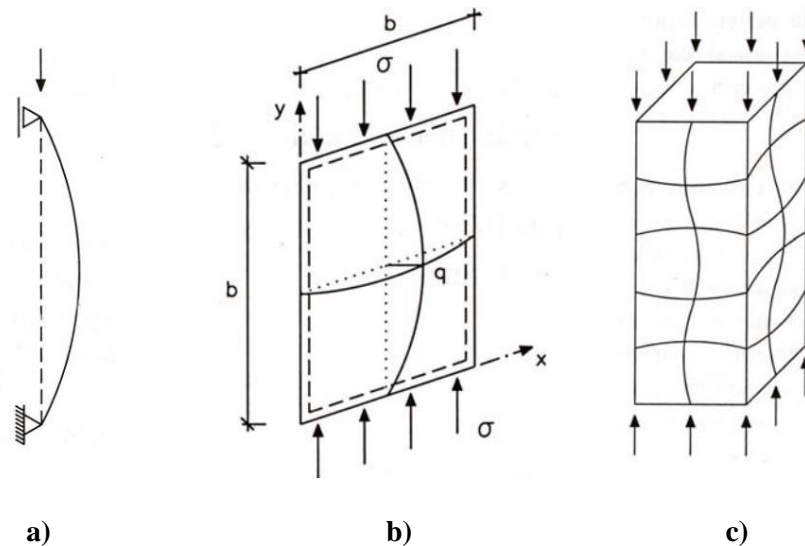


Figura 2.3 - Tipos de estruturas sujeitas a instabilidade bifurcacional: **a)** coluna; **b)** placa; **c)** coluna tubular (Veríssimo, 2008).

2.3.2 Tipos de Análise

É habitual designar o conjunto de configurações de equilíbrio da trajetória fundamental situadas “abaixo” do ponto de bifurcação por “estado de pré-encurvadura” e o conjunto de configurações de equilíbrio da trajetória bifurcada por “estado de pós-encurvadura”.

Para estudar o comportamento geometricamente não linear de uma estrutura, existem duas análises a que se pode recorrer (Prola, 2001):

- Análise linear de estabilidade (ALE): Determinação do valor da tensão crítica de bifurcação e a forma do respetivo modo de instabilidade;
- Análise não linear de estabilidade (ANLE): Determinação do comportamento de pós-encurvadura (p. ex., trajetórias de equilíbrio, distribuições de tensões) o que obriga ao recurso a técnicas numéricas relativamente sofisticadas.

Esta subdivisão em dois tipos de análise deve-se essencialmente ao facto de, do ponto de vista prático, poder não ser necessária a caracterização integral do comportamento de pós-encurvadura do elemento. Bastando para isso os resultados de uma análise linear de estabilidade (ALE) (p. ex., conceito de largura efetiva), visto que numa análise não linear de

estabilidade, a determinação da trajetória de equilíbrio (comportamento pós-encurvadura) obriga ao recurso a técnicas numéricas relativamente sofisticadas (ANLE).

2.3.3 Análise Linear de Estabilidade (ALE)

O objetivo da *ALE* é determinar a localização dos pontos de bifurcação e mudança de configuração da deformada que ocorre nesses pontos. As cargas (ou tensões) de bifurcação e os modos de instabilidade são resultados que se pretende obter, quando se efetua uma análise desse tipo a barras “ideais” (sem imperfeições) (Veríssimo, 2008).

A aplicação *ALE* engloba a resolução de um problema de valores e funções ou vetores próprios. Os diversos métodos aproximados na resolução de problemas de valores e funções próprios, possíveis de serem utilizados, são os seguintes: (i) Método das diferenças finitas; (ii) Método dos integrais finitos; (iii) Método de Rayleigh-Ritz; (iv) Método de Galerkin; (v) Método dos elementos finitos (MEF); (vi) Método das faixas finitas (MFF) e (vii) Teoria generalizada de vigas (GBT) (Prola, 2001).

Existem vários softwares que aplicam a *ALE* com base em alguns métodos de cálculo referidos, como o *CUFSM* e *GBTUL*, em que aplicam o método das faixas finitas (MFF) e a teoria generalizada de vigas (GBT) respetivamente, obtendo-se as curvas de estabilidade e correspondentes deformadas em função do comprimento.

2.3.3.1 Modos de instabilidade

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade que ocorre normalmente em placas, de espessura muito reduzida em comparação com o seu comprimento (a) e largura (b), quando solicitadas por esforços no seu plano.

Ao se considerar uma placa retangular perfeitamente plana de dimensões $a \times b$, articulada nos quatro bordos e comprimida na direção de maior dimensão (σ_x), surgem deformações para fora do plano de recuperação total se a tensão aplicada, σ_x , for menor que a tensão de bifurcação/crítica, σ_{cr} (equilíbrio estável) [Figura 2.4]. Se a tensão aplicada for maior que a tensão de bifurcação/crítica, a deformada continua a aumentar, ou seja, a placa sofre encurvadura (equilíbrio instável - pós-encurvadura) (Arrais, 2012; Vila Real, 2010).

O estudo do comportamento da estabilidade, de um perfil de secção de parede fina aberta, pode ser feito considerando o perfil como um “conjunto de placas delgadas”, em que passa pela abordagem de fenómenos de instabilidade (modos de instabilidade) de natureza local e global.

O modo de instabilidade local acontece quando ocorre deformação das paredes da barra, permanecendo o seu eixo na configuração indeformada. É necessário distinguir, no modo de instabilidade local, o modo local de placa e o modo distorcional. Já o modo de instabilidade global acontece quando ocorre a deformação do eixo da peça, onde as suas secções transversais sofrem unicamente deslocamentos de corpo rígido no seu próprio plano.

Em estruturas enformadas frio, devido à sua elevada esbelteza, os fenómenos ocorrem quase sempre em regime elástico, onde a plasticidade surge apenas na fase mais avançada de pós-encurvadura (Veríssimo, 2008).

O comportamento estrutural de uma barra com secção de parede fina aberta, tanto pode ser fortemente influenciado por qualquer um destes dois tipos fenómenos de instabilidade, ou como por ambos. Assim, uma barra com as características referidas pode classificar-se de acordo com a relação que existe entre o comprimento da peça e o comportamento de estabilidade [Figura 2.5], como (Prola, 2001):

- “Barra curta” (“Secção” ou “Célula”), se a instabilidade ocorrer num modo local;
- “Barra longa”, se a instabilidade ocorrer, essencialmente, num modo global;
- “Barra intermédia”, se a instabilidade ocorrer numa combinação de um modo local com um modo global - interação entre modos locais e globais.

Os modos de instabilidade locais e globais podem ser classificados por (i) modo local de placa (MLP), (ii) modo distorcional (MD), (iii) modo global de flexão (MGF) e (iv) modo global de flexão-torção (MGFT).

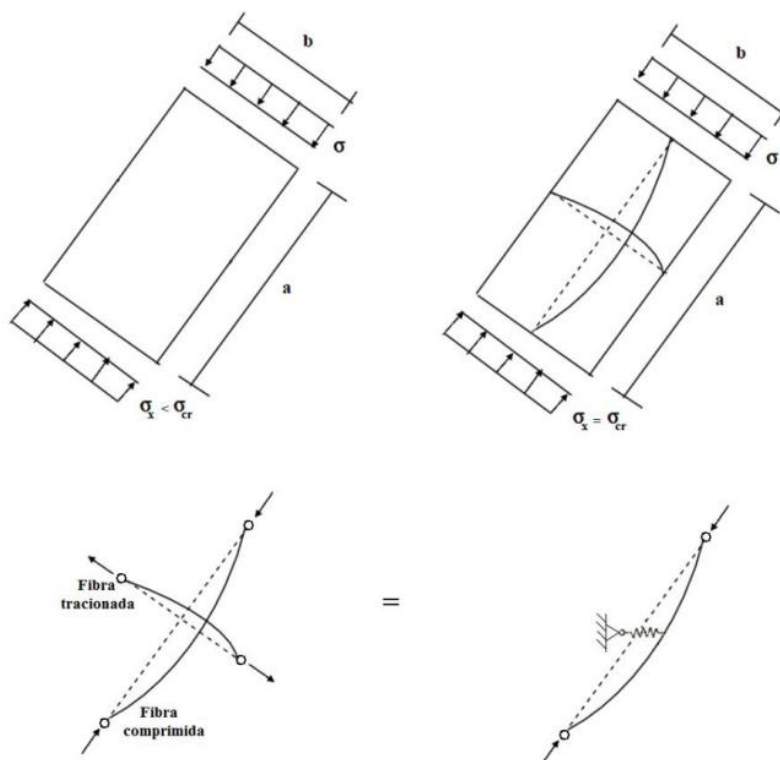


Figura 2.4 - Encurvadura de placa (Vila Real, 2010).

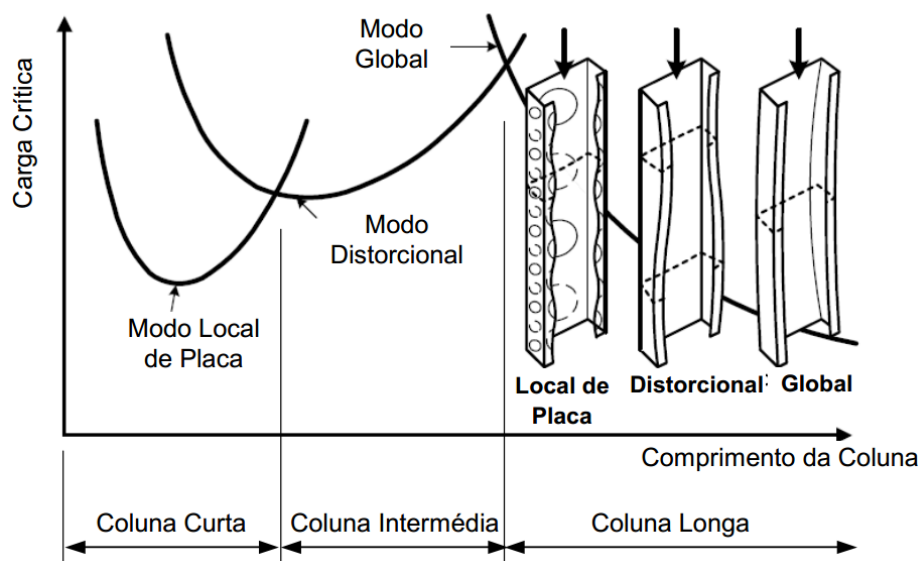


Figura 2.5 - Variação do modo de instabilidade em relação ao comprimento da peça sujeita à compressão (Silvestre e Camotim, 2006).

2.3.3.2 Modo local de placa

O modo local de placa é um fenómeno de instabilidade local em que a configuração transversal da secção, em relação aos bordos longitudinais internos, é caracterizada apenas pela rotação, sem qualquer tipo de translação, permanecendo indeformáveis.

Em relação às paredes da secção, estas sofrem deformação devido à flexão transversal nelas aplicadas. Esta deformação exhibe comprimentos de semi-onda longitudinais “curtos” que poderão ser da mesma ordem de grandeza da largura das paredes da secção, dependendo para isso a relação comprimento/largura das paredes e o tipo de carregamento por elas sujeitas (Prola, 2001).

A estabilidade da barra é condicionada pelo comportamento da parede mais suscetível (parede interna) de instabilizar por flexão. Esta suscetibilidade depende da localização da referida parede, esbelteza da parede em comparação com as restantes, e da distribuição das tensões atuantes. As restantes paredes, por compatibilidade, devem acompanhar a deformação da parede mais suscetível de instabilizar por deformação, onde as paredes localizadas nas extremidades da secção têm um bordo livre, logo, sofrem deslocamentos de corpo rígido (Prola, 2001).

Em rigor, a instabilidade da secção pode ser analisada através do comportamento de uma qualquer das suas paredes (placas), desde que se conheça, com precisão, o grau de restrição às rotações existente nos bordos longitudinais dessa parede (i.e., a rigidez das molas elásticas que modelam essa restrição). Uma abordagem conservativa, ainda presente na regulamentação internacional, consiste em considerar nula essa rigidez, ou seja, os bordos longitudinais são articulados. Sendo assim, a instabilidade de cada placa é independente das restantes e, portanto, admite-se que a tensão de bifurcação da secção é fornecida pela sua placa “mais suscetível”, em que os bordos longitudinais (internos) são articulados (Silvestre e Camotim, 2006).

O modo local de placa é crítico sempre que a instabilidade da chapa condicionante preceder todos os outros possíveis fenómenos de instabilidade ou, em alternativa, quando estes estiverem impedidos (i.e., se as barras possuírem reforços eficazes e estiverem adequadamente contraventadas) (Prola, 2001).

Na Figura 2.6 representam-se as configurações deformadas no *MLP* de uma secção em Z submetida (a) à compressão uniforme [Figura 2.6-a)] e (b) à flexão [Figura 2.6-b) e Figura 2.7]. No primeiro caso (coluna/pilar), a instabilidade da secção é claramente despoletada pela instabilidade da alma, a qual é mais longa e sujeita a um diagrama de compressão uniforme. No segundo caso (viga), a instabilidade da secção pode ser despoletada (i) pela alma, mais longa mas submetida a um diagrama linear (compressão apenas na zona superior), ou (ii) pelo banzo superior, menos largo mas submetido a compressão uniforme. Em qualquer dos casos,

a instabilidade do elemento mais condicionante é sempre “retardada” pelas paredes adjacentes, os quais se deformam com menor amplitude devido à compatibilidade que as rotações de flexão têm que satisfazer nos bordos longitudinais da secção (Silvestre e Camotim, 2006).

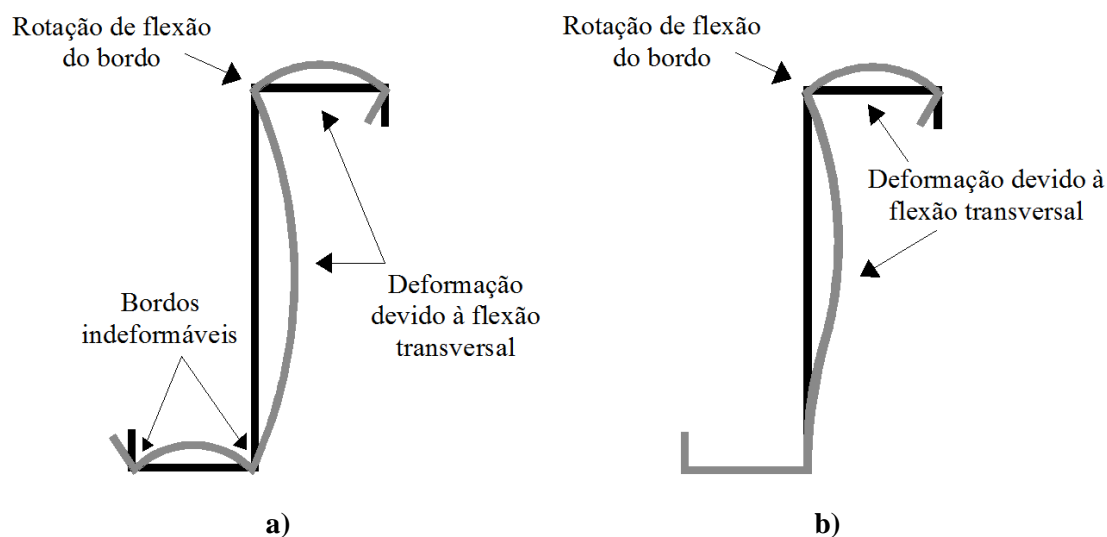


Figura 2.6 - Modo de instabilidade local de placa: a) pilar, b) viga.

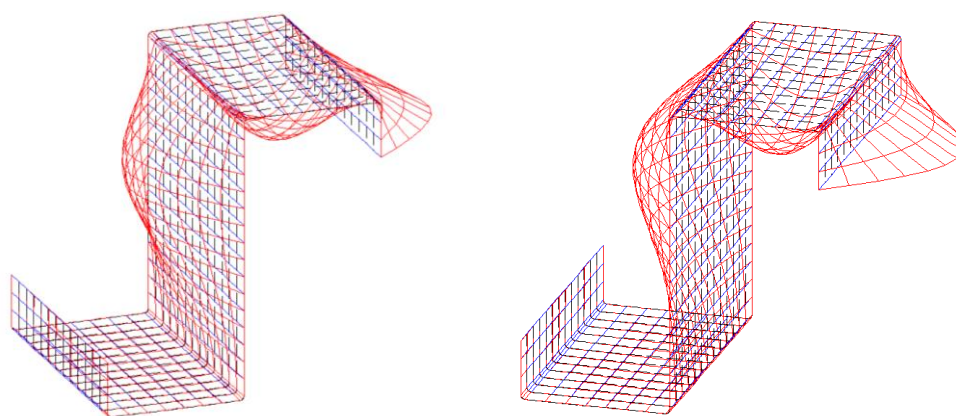


Figura 2.7 - Modo de instabilidade local de placa de uma viga obtida pelo CUFSM (81 mm).

2.3.3.3 Modo distorcional

Este fenómeno de instabilidade, hoje universalmente aceite como “modo distorcional”, passou por vários títulos e associado a várias situações de instabilidade. Em 1981, Desmond *et al.* chamaram-lhe “modo de instabilidade do reforço”, em que atribuíam a sua ocorrência ao facto de o reforço não ser suficientemente rígido para impedir o deslocamento do bordo longitudinal da parede reforçada. Já em 1982, e no contexto da análise de pós-encurvadura de secções em C, Sridharan chamou-lhe “modo de torção”. Apesar de toda a informação

existente acerca do modo distorcional, este modo possui menor informação em comparação com o modo local de placa.

O modo distorcional é um modo de instabilidade local onde os bordos longitudinais sofrem rotações e translações (Veríssimo, 2008). Existem dois tipos comportamento nos bordos longitudinais: (i) bordos longitudinais internos que se deformam e/ou (ii) bordos longitudinais internos que não se deformam. Sendo assim, como existe bordos longitudinais que se deformam, significa que a deformação da secção é caracterizada pela ocorrência de distorção da secção [Figura 2.8 e Figura 2.9].

A estabilidade da barra é condicionada pelo comportamento à torção, em torno de um bordo interno indeformado, das paredes adjacentes ao bordo interno que se desloca (deslocamentos “quase de corpo rígido”), onde por compatibilidade, as restantes paredes exibem deformações de flexão (Prola, 2001).

Apesar do modo distorcional ser um modo local, em conjunto com o modo local de placa, existem diferenças significativas relativas a estes dois modos locais: (i) o modo distorcional exibe comprimentos de semi-onda 5 a 10 vezes superiores ao modo local de placa, o que leva alguns autores a não classificarem o modo distorcional como um modo local (Prola, 2001); (ii) o modo distorcional é razoavelmente sensível às condições de fronteira da barra, sobretudo no que diz respeito às condições fronteira da barra, ao contrário do que sucede no modo local de placa; (iii) o modo distorcional exibe elevados deslocamentos de empenamento (Veríssimo, 2008).

O modo distorcional é crítico sempre que a instabilidade da “sub-barra” (conjunto de chapas que sofrem encurvadura por torção em torno de um bordo interno) preceder todos os outros possíveis fenómenos de instabilidade, o que implica, por um lado, a presença de reforços ineficazes e, por outro, a existência de contraventamentos adequados para impedir o modo global (Prola, 2001).

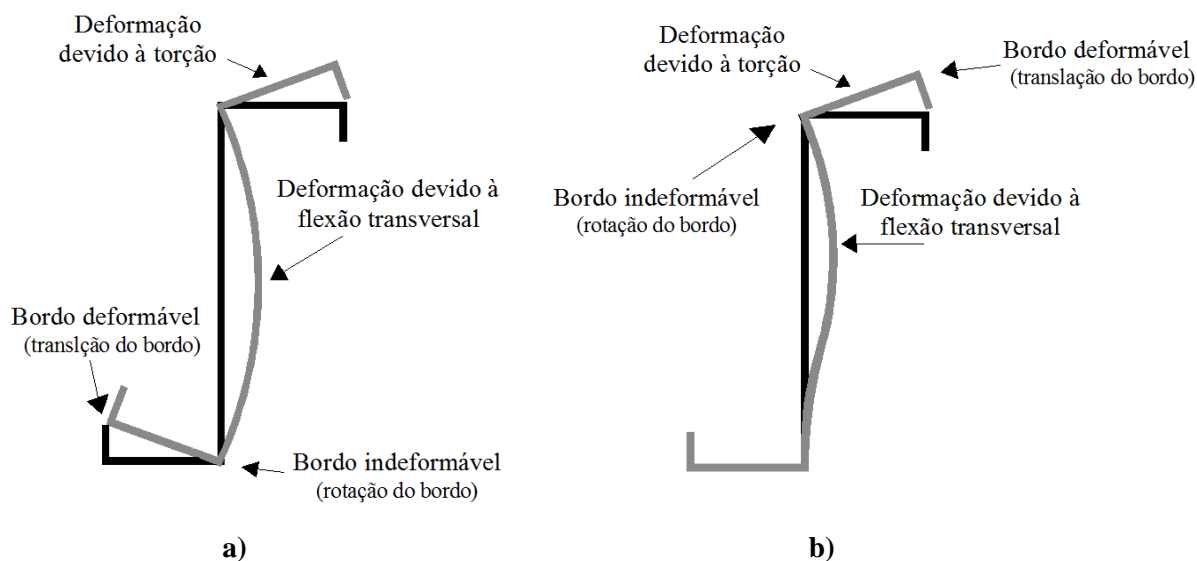


Figura 2.8 - Modo de instabilidade distorcional: **a)** pilar, **b)** viga.

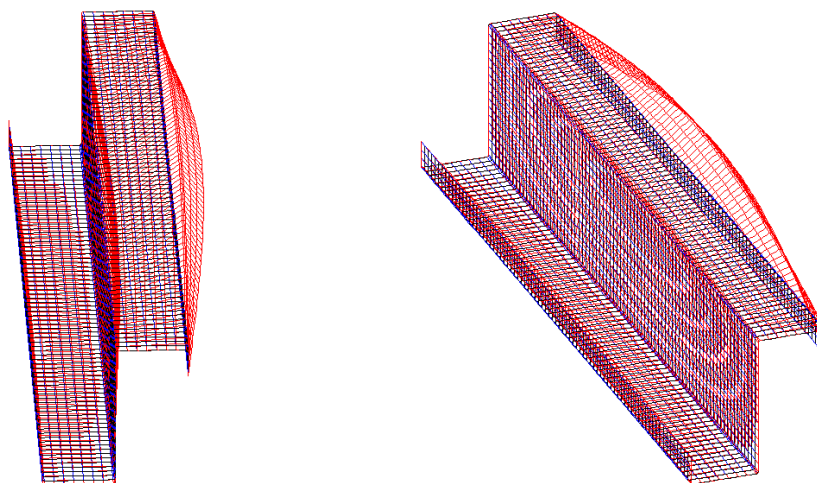


Figura 2.9 - Modo de instabilidade distorcional de uma viga obtido pelo CUFSM (817,4 mm).

2.3.3.4 Modo global

Durante várias décadas, o modo global foi o único fenómeno de instabilidade estudado. A Teoria Linear de Estabilidade teve o seu início com os trabalhos de Euler em 1744 sobre a instabilidade global por flexão de colunas elásticas, submetidas a compressão uniforme.

O modo global é um fenómeno de instabilidade em que a configuração transversal da secção das barras praticamente não se deforma, sofrendo unicamente deslocamentos de corpo rígido (i.e., translações e/ou rotações) no seu próprio plano. São exemplos “clássicos” da ocorrência deste tipo de modos, (i) a encurvadura, por flexão em torno de um eixo principal central de inércia da “coluna de Euler” (barras comprimidas), (ii) a instabilidade lateral, por flexão em torno do eixo de menor inércia e torção (flexão-torção) de vigas (barras fletidas), (iii) a torção

pura (colunas com dupla simetria e baixa rigidez de torção) e (iv) colunas em que a secção transversal não possui o centro de gravidade e centro de corte coincidentes (flexão, reta ou desviada, com torção) [Figura 2.10 e Figura 2.11].

Os modos globais são críticos sempre que as barras sejam “suficientemente longas” e não estejam adequadamente contraventadas. Relativamente à configuração destes modos, ela é fortemente dependente das condições de fronteira da barra e exibe sempre um número muito pequeno de comprimentos de semi-onda. Numa viga simplesmente apoiada nas duas direções, com rotação de torção impedida e empenamento permitido em ambas as extremidades, o comprimento de semi-onda corresponde ao comprimento do elemento. Em outros casos que apresentem condições de apoio diferentes, os modos podem criar mais que um comprimento de semi-onda [Figura 2.12] (Arrais, 2012).

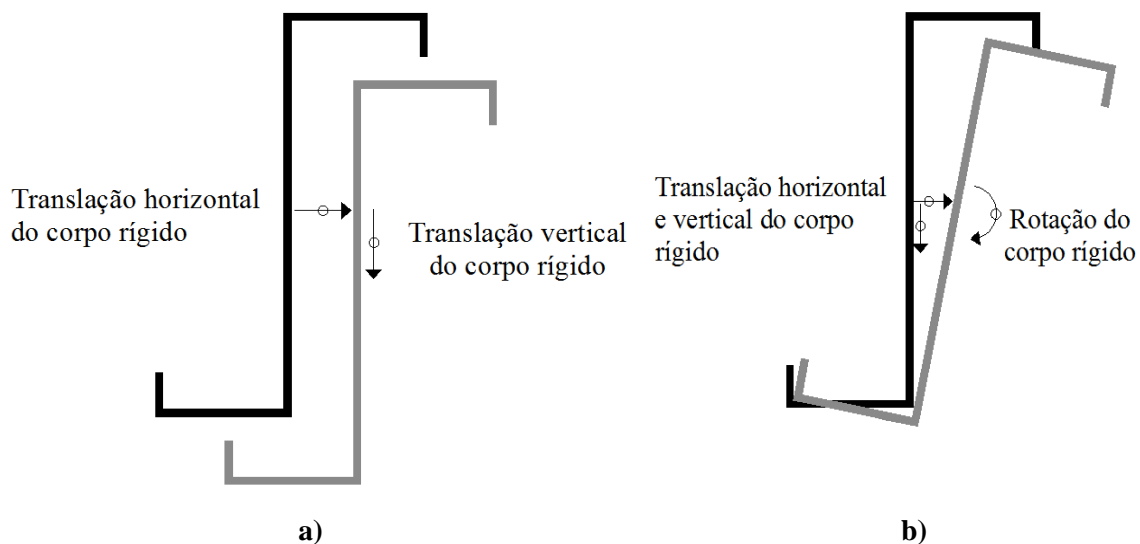


Figura 2.10 - Modo de instabilidade global: **a)** de flexão em pilar, **b)** de flexão/torção (instabilidade lateral) em viga.

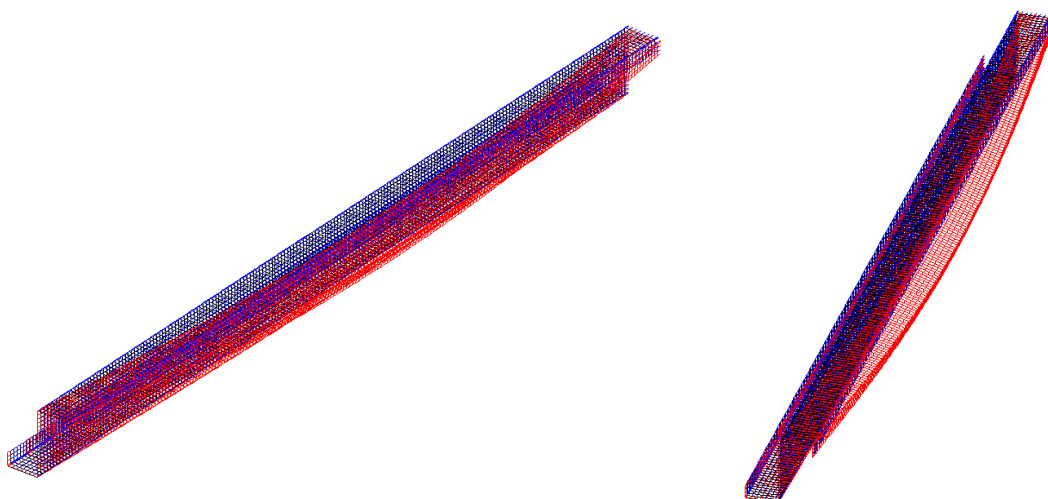


Figura 2.11 - Modo de instabilidade global de flexão/torção (instabilidade lateral) em viga obtido pelo CUFSM (2000mm).

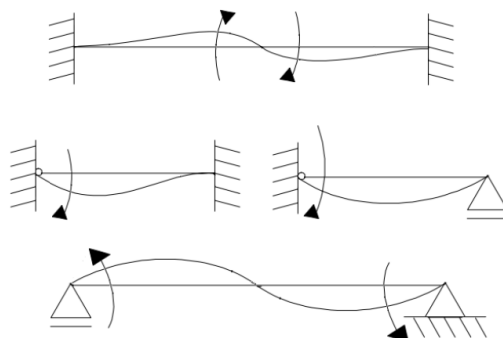


Figura 2.12 - Comprimento de semi-onda consoante os apoios e solicitação (Arrais, 2012).

2.3.4 Análise Não Linear de Estabilidade (ANLE)

Até 1930, o comportamento de pós-encurvadura em estruturas foi considerado desnecessário, devido a dificuldades de resolução analítica das equações de equilíbrio e devido ao facto de existir a convicção generalizada de que a carga crítica de bifurcação de uma estrutura, constituía uma boa estimativa da respetiva resistência última (Roorda, 1980). Esta situação alterou-se com o progresso da indústria aeronáutica, o qual conduziu à utilização de estruturas leves e esbeltas. De facto, com estudos mais aprofundados da estabilidade de placas e cascas, rapidamente se percebeu que a diferença entre a carga crítica elástica e carga última em regime de pós-encurvadura era significativa, e que a sua não consideração conduzia a resultados excessivamente conservativos, caso das placas, ou a não conservativos, caso das cascas (Veríssimo, 2008).

Os sistemas estruturais, constituídos por placas ou barras com secção de parede fina, são caracterizados por uma reserva de resistência durante a fase de pós-encurvadura, a qual deve de ser considerada no seu dimensionamento e verificação de segurança. Sendo assim, a *ANLE* é aplicada com o intuito de determinar esse comportamento de pós-encurvadura em sistemas estruturais, discretos ou contínuos, que exibem instabilidade bifurcacional.

A *ANLE* é aplicável a barras “reais” (i.e., com imperfeições geométricas e materiais) e envolve a determinação de trajetórias de equilíbrio não lineares (trajetórias de pós-encurvadura) e a evolução das tensões e/ou deformações na estrutura ao longo da análise.

Matematicamente, efetuar uma *ANLE* corresponde a resolver um sistema de equações de equilíbrio em que, excetuando alguns casos particulares (p. ex., elementos estruturais isolados), não é possível estabelecer, analiticamente, equações de equilíbrio e condições de fronteira válidas em todo o domínio ocupado pela estrutura. Nestes casos, torna-se necessário recorrer a métodos aproximados que discretizam a estrutura em sub-domínios “regulares”, tais como o método de elementos finitos (MEF) e o método das faixas finitas (MFF) (Prola, 2001).

2.3.4.1 Comportamento pós-encurvadura

Para estudar este tipo de comportamento é necessário, não só considerar a configuração deformada, mas também sair do domínio das deformações infinitesimais e analisar o equilíbrio para valores finitos de deformação.

De acordo com a teoria desenvolvida por Koiter em 1945 (Koiter, 1945; Reis e Camotim, 2000), com base numa formulação energética, o andamento da trajetória bifurcada na vizinhança do ponto de bifurcação (comportamento inicial de pós-encurvadura) de uma estrutura com um estado de pré-encurvadura linear é descrito pela expressão analítica:

$$\frac{\lambda}{\lambda_{cr}} = 1 + a \cdot q + b \cdot q^2 + \dots \quad (3.1)$$

Onde λ é um parâmetro de carga, λ_{cr} o respetivo valor crítico do parâmetro de carga e q a amplitude do modo de instabilidade (rotação ou deslocamento). Os valores das constantes a e b definem o carácter do comportamento inicial de pós-encurvadura de uma dada estrutura.

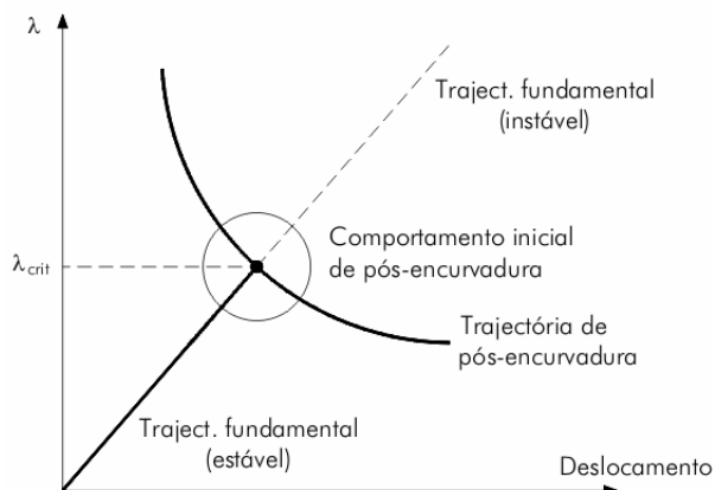


Figura 2.13 - Comportamento inicial de pós-encurvadura de um sistema estrutural (Prola, 2001).

O comportamento inicial de pós-encurvadura (ou pós-crítico) de um sistema estrutural, em função das constantes a e b , pode corresponder a um comportamento: (i) assimétrico, se $a \neq 0$, (ii) simétrico estável, se $a = 0$ e $b > 0$, e (iii) simétrico instável, se $a = 0$ e $b < 0$.

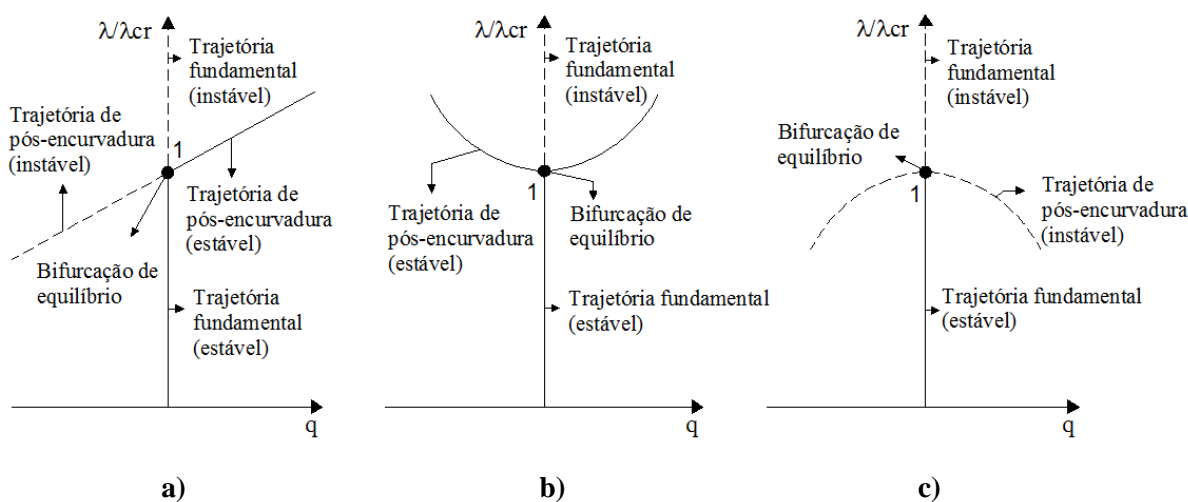


Figura 2.14 - Tipos de comportamento inicial de pós-encurvadura: **a)** assimétrico; **b)** simétrico estável; **c)** simétrico instável (Prola, 2001; Reis e Camotim, 2000).

Na relação entre carga e deslocamento, no comportamento pós-encurvadura instável, a rigidez é negativa, uma vez que um acréscimo de deformação corresponde a um decréscimo da carga [Figura 2.14-c)]. Já no comportamento pós-encurvadura estável, a rigidez é positiva, uma vez que a um acréscimo de deformação corresponde um acréscimo da carga [Figura 2.14-b)]. As duas situações anteriormente referidas, apesar de terem comportamentos pós-encurvadura diferentes, apresentam um ponto em comum: o seu comportamento é o mesmo, quer a sua deformação seja positiva ou negativa. Diz-se então que estas estruturas possuem um

comportamento de pós-encurvadura simétrico, podendo ou não ser estável. Na terceira situação, são apelidadas de estruturas com comportamento de pós-encurvadura assimétrico, visto que para deformação inferior a zero ($q < 0$), a estrutura possui um comportamento estável e instável caso contrário [Figura 2.14-a)].

2.3.4.2 Efeito de imperfeições geométricas

Nos capítulos anteriores as estruturas referidas são “ideais” (sem imperfeições). Já no presente capítulo, falar-se-á da estabilidade das estruturas “reais”, estruturas essas que incorporam imperfeições que podem ter as mais variadas origens (p. ex., imperfeições geométricas e imperfeições estruturais/tensões residuais).

As imperfeições geométricas estão relacionadas com o desvio de um perfil da sua “geometria ideal”, em que as imperfeições de um perfil inclui encurvar, empenar, e torcer assim como desvios locais, sendo estes últimos caracterizados por mossas e ondulações regulares na placa (Arrais, 2012).

As imperfeições geométricas nas estruturas podem influenciar significativamente o seu comportamento de estabilidade, tanto no que diz respeito ao valor da carga crítica, como às próprias características da deformação.

Nas estruturas “reais” a deformação aparece para qualquer valor da carga e aumenta bastante quando esta se aproxima da carga crítica de bifurcação das estruturas “ideais”.

Nas equações de equilíbrio para estruturas “ideais”, existem dois parâmetros para caracterizar o seu comportamento, a carga (λ) e o deslocamento (q). Já para as estruturas “reais”, é necessário entrar com um terceiro parâmetro a fim de contabilizar e caracterizar o efeito das imperfeições nas estruturas. Esse parâmetro chama-se de “parâmetro de imperfeição”, ε , que, incorporado nas equações de equilíbrio, implica que as trajetórias de equilíbrio fundamental e de pós-encurvadura sejam separadas, ou seja, faz com que trajetória fundamental do sistema deixe de ser constituída por configurações de equilíbrio, o que passa a implicar a não existência de bifurcação de equilíbrio. Esta nova trajetória tende para as trajetórias fundamental e de pós-encurvadura de estruturas “ideais” à medida que a imperfeição diminui (Prola, 2001; Silva, 2004)

A perda de estabilidade da trajetória de equilíbrio de uma estrutura “real” ocorre num ponto limite, no qual a rigidez é nula e se verifica uma transição entre configurações de equilíbrio estáveis e instáveis (Prola, 2001; Reis e Camotim, 2000).

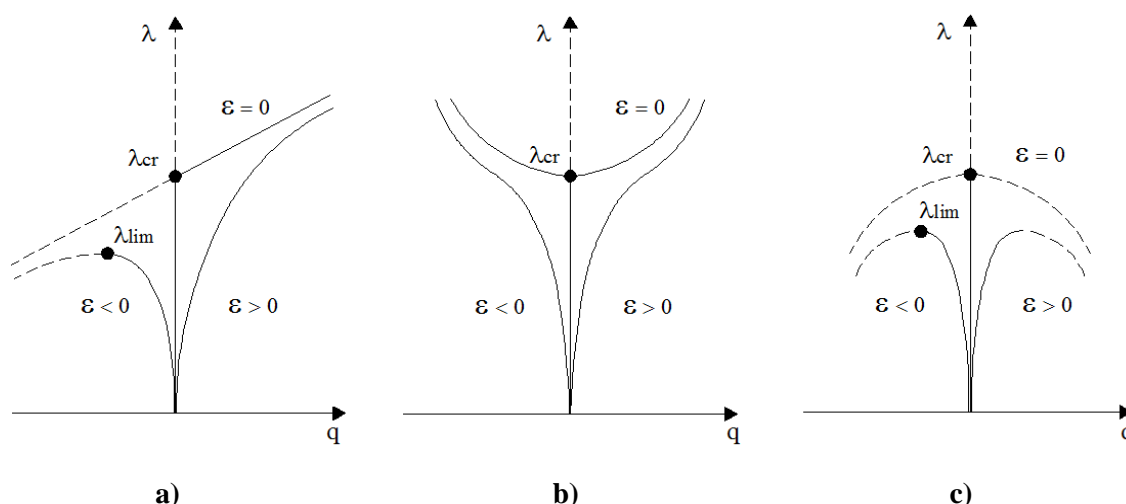


Figura 2.15 - Trajetórias de equilíbrio “reais” associadas a comportamentos: **a)** assimétrico; **b)** simétrico estável; **c)** simétrico instável (Prola, 2001).

Pela observação dos gráficos da Figura 2.15, é possível concluir que uma estrutura, com imperfeições geométricas, pode exibir um comportamento estrutural “sensível” ou “não sensível” às imperfeições geométricas.

As estruturas com comportamento de pós-encurvadura simétrico instável e assimétrico são estruturas em que as imperfeições ($\epsilon \neq 0$) reduzem a carga crítica de instabilidade/bifurcação (λ_{cr}) para uma carga limite (λ_{lim}). Diz-se então que estas exibem “sensibilidade” às imperfeições geométricas.

Nas restantes estruturas, com comportamento de pós-encurvadura simétrico estável, o efeito das imperfeições não leva a nenhuma redução da carga crítica de instabilidade, pelo que se pode dizer que as estruturas deste tipo não são “sensíveis” às imperfeições geométricas.

Apesar de se saber que as imperfeições geométricas influenciam a resistência dos elementos, é difícil de prever se as imperfeições geométricas e as não linearidades do material existem, sendo também muito difícil quantificar as imperfeições geométricas, não só a nível da forma mas também da amplitude. As imperfeições devem de ser consideradas com todas as formas possíveis, conduzindo à envolvente dos efeitos mais desfavoráveis.

Em 2003, Sarawit *et al.* propõe três possíveis abordagens para incluir as imperfeições geométricas nas análises numéricas: (i) utilizar uma imperfeição que consista na sobreposição dos vários modos de instabilidade, de amplitude a definir; (ii) utilizar o espectro dos valores das imperfeições gerado a partir de medições (só viável se for possível efetuar medições

rigorosas); (iii) recorrer a técnicas estocásticas e gerar aleatoriamente a forma da imperfeição geométrica (Barreta, 2011).

Em algumas normas de dimensionamento é proposto a adoção de limites superiores conservativos para as imperfeições geométricas utilizadas em projetos (Arrais, 2012; Schafer e Peköz, 1998).

Numa análise numérica, a parte 1-5 do Eurocódigo 3 (CEN, 2006) recomendada a consideração de 80% das tolerâncias para a fabricação. Sendo que a amplitude a adotar para as imperfeições geométricas encontram-se no anexo D da norma europeia EN 1090-2 (CEN, 2008b).

2.3.4.3 Interação entre modos de instabilidade

A interação entre modos de instabilidade aplica-se a um conjunto de fenómenos que condicionam o comportamento de pós-encurvadura de sistemas estruturais caracterizados pela ocorrência simultânea, ou quase simultânea, de mais que um modo de instabilidade de natureza distinta.

Os perfis enformados a frio têm uma maior suscetibilidade para exibirem fenómenos de interação modal, devido ao facto de utilizarem chapas de espessura reduzida. Em geral, é frequente encontrar, para um dado carregamento e determinadas características dos perfis, valores próximos para as cargas críticas de bifurcação em vários modos de instabilidade de natureza distinta.

O fenómeno da interação entre modos de instabilidade pode aumentar, de forma drástica, a “sensibilidade” às imperfeições ou gerar, a partir de modos estáveis, um comportamento instável (Veríssimo, 2008).

A identificação de potenciais situações de interação modal, para um perfil com uma determinada secção, faz-se a partir da análise linear de estabilidade, através de curvas que demonstram a variação do parâmetro da carga crítica (λ_{cr}) de bifurcação com o comprimento do perfil (L). A identificação é feita quando se verifica a coincidência entre as cargas críticas de bifurcação, para dois ou mais modos de instabilidade de natureza diferente [Figura 2.16].

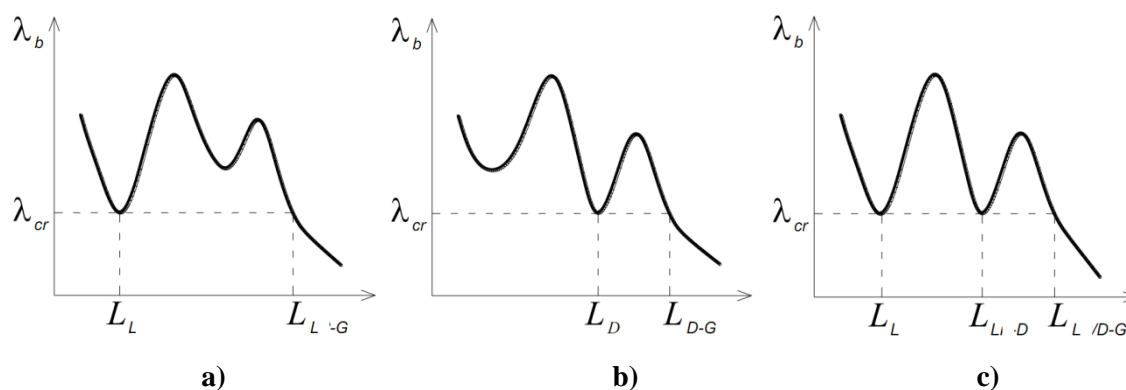


Figura 2.16 - Variação do parâmetro de carga em relação ao comprimento do perfil: a) interação modo local de placa/global; b) interação modo distorcional/global; c) interação modo local de placa/distorcional/global (Barreta, 2011).

Através da observação da Figura 2.16, é possível identificar os seguintes fenómenos de interação modal (Barreta, 2011):

- A interação entre modos locais de placa e globais está associada ao comprimento L_{L-G} , ao qual corresponde uma configuração deformada do perfil com um comprimento de semi-onda global e “muitos” comprimentos de semi-onda locais de placa [Figura 2.16-a)];
- A interação entre modos distorcionais e globais está associada ao comprimento L_{D-G} , ao qual corresponde uma configuração deformada do perfil com um comprimento de semi-onda global e “poucos” comprimentos de semi-onda distorcionais [Figura 2.16-b)];
- A interação entre modos locais de placa e distorcionais está associada ao comprimento L_{L-D} , ao qual corresponde uma configuração deformada do perfil com um comprimento de semi-onda distorcional e “alguns” comprimentos de semi-onda locais de placa [Figura 2.16-c)];
- A interação entre modos locais de placa, distorcionais e globais está associada ao comprimento L_{L-D-G} , ao qual corresponde uma configuração deformada do perfil com um comprimento de semi-onda global, “poucos” comprimentos de semi-onda distorcionais e “muitos” comprimentos de semi-onda locais [Figura 2.16-c)];

A combinação entre modos de instabilidade numa análise numérica é prevista na parte 1-5 do Eurocódigo 3 (CEN, 2006), em que nomeia um modo de instabilidade “base” da combinação e as restantes reduzidas para 70% do seu valor total.

2.4 REGULAMENTAÇÃO

Atualmente, na grande maioria dos regulamentos de dimensionamento estrutural, o cálculo da resistência de uma barra é efetuada em duas etapas:

- i) Cálculo da resistência de secções, com o recurso a esforços críticos de instabilidade locais e aos conceitos de largura efetiva (MLE) e espessura reduzida;
- ii) Cálculo de resistência de barras, com o recurso a esforços críticos de instabilidade globais e à utilização de curvas de dimensionamento.

Normalmente, a rutura é considerada quando se verifica um valor de tensão igual ao da tensão limite de cedência do material. Embora alguns regulamentos (incluindo o Eurocódigo 3) incluam disposições que permitam considerar a presença de tensões superiores à de cedência, mesmo que apenas nas fibras tracionadas.

O *MLE* foi originalmente proposto por Von Kármán *et al.* em 1932 e posteriormente ajustado experimentalmente por Winter em 1968. Onde que para se considerar a encurvadura local de barras comprimidas, é necessário determinar a largura efetiva dos diversos elementos (paredes) do perfil.

O *MLE* é utilizado para caracterizar a deterioração do comportamento estrutural (rigidez e/ou resistência) de secções de parede fina (uniforme) comprimidas. É um método aproximado que analisa isoladamente cada parede/chapa/elemento que forma a secção transversal, embora tendo em consideração as condições de fronteira (elementos adjacentes do perfil). O *MLE* consiste em diminuir as larguras dos elementos do perfil e calcular, com as novas propriedades da secção, a resistência teórica da barra. Com isto, considera-se indiretamente a resistência de pós-encurvadura da barra e a interação entre os modos de instabilidade local e global (Pinto, 2010).

Como exemplos de códigos de dimensionamento para perfis de aço enformados a frio que aplicam o *MLE*, tem-se: (i) na Europa o “EC3”, (ii) no Brasil a “NBR 14762”, (iii) na Austrália a “AS/NZS 4673:2001” e (iv) nos EUA, Canadá e México, a “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”.

Em relação à regulamentação a respeitar nesta dissertação, Eurocódigo 3, a metodologia de cálculo nele preconizada é dirigida à utilização de perfis de utilização corrente (C, Z, U, Ω , etc.). Já no caso de perfis com secções fora deste grupo, como por exemplo as inúmeras secções que constantemente surgem no mercado com um crescente número de reforços,

exigem um elevado número de cálculos, tornando todo processo de aplicação do *MLE* complexo. A pensar nesta complexidade toda, foi desenvolvida uma metodologia alternativa bastante mais simples, a qual se denomina por “Método da Resistência Direta” (*MRD* ou *DSM*, “Direct Strength Method”) (Pinho, 2011; Schafer, 2002).

Tal como o *MLE*, as expressões usadas no *MRD*, que determinam a resistência da barra, são empíricas, e baseadas nas mesmas suposições do *MLE*, nomeadamente que a resistência é função das cargas críticas e da tensão de cedência do material.

O *MRD* foi implementado como norma de dimensionamento nos EUA através do Anexo 1 (AISI, 2004) à norma geral. Foi calibrado por um conjunto vasto de resultados experimentais para colunas e vigas, embora a diversidade das secções estudadas seja limitada.

O *MRD* pode ser aplicado a secções para além das estudadas, embora de forma mais conservativa, através da majoração do coeficiente de ponderação das ações ou minorando o coeficiente de ponderação das resistências. O *MRD* tem como vantagem a utilização de curvas de dimensionamento devidamente calibradas com ensaios experimentais. A utilização destas curvas apenas requer o conhecimento das tensões/esforços críticos elásticos locais e globais, as quais são determinadas através da realização de análises lineares de estabilidade utilizando para tal programas de cálculo (Pinho, 2011).

Apesar de ainda existirem algumas reservas na utilização do *MRD* por parte de alguns investigadores europeus (Rusch e Lindner, 2001), acredita-se que o futuro da regulamentação Europeia, no domínio das estruturas de aço enformadas a frio, passe por contemplar metodologias do tipo *MRD*.

De realçar que também pode-se tirar partido da análise computacional, não só para determinação da carga última de colapso, mas também para conjugação com as fórmulas de verificação presentes no Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a), desde que adequadas ao tipo de análise efetuada. No entanto, esta parte não dispõe ainda de orientação para a verificação de estruturas através da análise por elementos finitos.

Por exemplo, efetuando uma análise em elementos de casca, os resultados são fornecidos em termos de tensões, enquanto as fórmulas de verificação presentes no Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a) são explicitadas em termos de esforços. Assim, para usufruir dos resultados provenientes de uma análise em elementos de casca, seria necessário integrar as tensões ao longo de uma dada secção para obter esforços, o que não é prático.

Pelo contrário, tanto o Eurocódigo 3 parte 1-5 (anexo C) (CEN, 2006) apresenta um anexo dedicado a este tipo de análise (FEM), como o Eurocódigo 3 parte 1-6 (CEN, 2007) apresenta, em geral, uma base de dimensionamento numérico não linear devido, naturalmente, à não linearidade e complexidade associadas a estruturas de casca.

Além disso, embora o Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a) considere a possibilidade de efetuar uma análise por elementos finitos (remetendo para o Eurocódigo 3 parte 1-5 (CEN, 2006), este não contabiliza a incerteza associada a este tipo modelação.

CAPÍTULO 3

Dimensionamento pelo Eurocódigo 3

Considerações Gerais

Classificação das Secções e Cálculo da Secção Efetiva

Dimensionamento para a Temperatura Ambiente

Dimensionamento para Elevadas Temperaturas

3 DIMENSIONAMENTO PELO EUROCÓDIGO 3

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A instabilidade estrutural é um fenómeno associado à elevada esbelteza dos elementos estruturais ou das secções. Em virtude da elevada resistência do material, as estruturas constituídas por elementos em aço podem apresentar uma esbelteza elevada e consequentemente serem suscetíveis a fenómenos de instabilidade.

No Eurocódigo 3 é disponibilizada mais do que uma abordagem para verificação da estabilidade de elementos. Nesse aspeto, o Eurocódigo 3 tem vindo a evoluir significativamente no que respeita às abordagens relativas à estabilidade, o que reflete o extenso trabalho de investigação que tem vindo a ser realizado neste domínio, coordenado principalmente pelo comité técnico nº8 (TC8) da Convenção Europeia para a Construção Metálica (ECCS - European Convention for Constructional Steelwork).

A escolha da abordagem a utilizar no dimensionamento do elemento à estabilidade, disponibilizada pelo Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a), prende-se com diversos aspetos, como a complexidade do problema a analisar, a formulação do problema, ou a precisão de resultados. Estas abordagens podem ser divididas em três principais grupos, onde é possível a intersecção entre os tipos de análise (Marques *et al.*, 2009):

- Verificação da estabilidade com base em fórmulas de interação: metodologia mais utilizada em estruturas simples, onde pode ser efetuada uma análise de esforços de primeira (identificação do valor do parâmetro de carga crítico e modo de instabilidade) e segunda ordem (determinação do comportamento de pós-encurvadura);
- Verificação da estabilidade através de análise de esforços não linear e de fatores de interação: é denominada por “metodologia geral” e pode ser aplicada a mais tipos de estruturas, em comparação com o método anterior. Este método tira partido da análise numérica de estruturas sem, para isso, ser necessária uma experiência demasiado complexa na modelação de estruturas;
- Verificação da estabilidade através da análise global de esforços não linear: é uma metodologia aplicável à resolução de estruturas complexas, mas pouco desenvolvida a nível da verificação da estabilidade de elementos.

É sabido que os elementos estruturais enformados a frio possuem, geralmente, secções de parede fina aberta, o que leva à existência de uma grande suscetibilidade aos fenómenos de encurvadura local (Prola, 2001). É devido à reduzida espessura das paredes que leva a que as secções de aço laminadas a quente sejam menos esbeltas, em comparação com as secções de aço enformadas a frio. Posto isso, e por depender da geometria da secção transversal e tipo de carregamento, os perfis em aço enformados a frio são, geralmente, classificados em Classe 4 (resistência elástica da secção efetiva).

Como já referido anteriormente, o dimensionamento estrutural é efetuado através de duas etapas: (i) resistência da secção transversal e (ii) resistência do elemento. O dimensionamento estrutural de um perfil, através das formulações preconizadas no Eurocódigo 3, encontra-se demonstrado, de forma breve, no Capítulo 3.3 e 3.4 da presente dissertação. O presente dimensionamento regulamentar exposto, é em função do tipo de carregamento mecânico a ser considerado no elemento: (i) flexão simples e (ii) flexão composta com compressão.

3.2 CLASSIFICAÇÃO DAS SECÇÕES E CÁLCULO DA SECÇÃO EFETIVA

A classificação das secções transversais tem como o objetivo de identificar em que medida a sua resistência e capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local (CEN, 2005a).

As secções transversais dos perfis em aço podem ser classificadas da seguinte forma (CEN, 2005a):

- Classe 1: Secções em que se pode formar uma rótula plástica, com a capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2: Secções em que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3: Secções em que a tensão na fibra extrema comprimida pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4: Secções em que ocorre encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou mais partes da secção transversal.

As especificações referentes às classificações das secções transversais podem ser encontradas no quadro 5.2 do Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a). Onde a classificação é atribuída de maneira a que se não for cumprida os requisitos de uma classe, começando-se sempre pela

Classe 1, passa-se para a verificação da classe seguinte e assim sucessivamente. Atribui-se a Classe 4 à secção transversal se esta não for de Classe 1, 2 e 3.

Para as secções de Classe 4 deve de ser determinada a secção transversal efetiva para o cálculo da resistência da secção. Uma secção de Classe 4 é tratada como uma secção efetiva mas de Classe 3.

No cálculo da secção efetiva deverá ser feito através de duas formas: (i) métodos das larguras efetivas e (ii) método das espessuras reduzidas.

O método das larguras efetivas deve de ser aplicado com o intuito de se ter em conta as reduções de resistência devido à encurvadura local, através da redução da dimensão de cada um dos elementos da secção transversal, de acordo com o Eurocódigo 3 parte 1-1 e parte 1-5 (CEN, 2005a, 2006).

Se a secção possuir elementos de reforço, estes poderão provocar o aparecimento da instabilidade do tipo distorcional, logo, é necessário ter-se como referência este tipo de instabilidade para a determinação da secção efetiva. Assim sendo, a área efetiva para instabilidade distorcional é obtida de acordo com o conceito da espessura reduzida, em que a redução é efetuada na espessura do elemento da secção transversal segundo o Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004).

3.3 DIMENSIONAMENTO PARA TEMPERATURA AMBIENTE

3.3.1 Resistência das Secções Transversais

3.3.1.1 Secções transversais solicitadas à flexão simples

Pelo Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004), o valor de cálculo do momento fletor atuante M_{Ed} , em cada secção transversal à temperatura ambiente, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

Se o módulo de flexão efetivo W_{eff} for menor que o módulo de flexão elástico W_{el} :

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (3.2)$$

Se o módulo de flexão efetivo W_{eff} for igual ao módulo de flexão elástico W_{el} :

$$M_{c,Rd} = \frac{f_{yb} \cdot (W_{el} + (W_{pl} - W_{el}) \cdot 4 \cdot (1 - \lambda/\lambda_{el}))}{\gamma_{M0}} \text{ mas menor que } \frac{W_{pl} \cdot f_{yb}}{\gamma_{M0}} \quad (3.3)$$

onde:

W_{eff} é o módulo de flexão da secção efetiva, calculado com base na instabilidade local e distorcional;

W_{el} é o módulo de flexão elástico da secção transversal bruta;

W_{pl} é o módulo de flexão plástico da secção transversal;

λ é a esbelteza do elemento (ponto 6.1.4.1(1) do Eurocódigo 3 parte 1-3).;

f_{yb} tensão de cedência;

γ_{M0} é o fator parcial de segurança da resistência de secções transversais ($\gamma_{M0}=1,0$).

A Figura 3.1 demonstra a forma de como a área da secção transversal diminui (efetiva) em relação área da secção transversal inicial (bruta), consoante o aumento da esbelteza do elemento. Logo se conclui que para elementos de elevada esbelteza, deve de se considerar o módulo de flexão efetivo referente à área transversal efetiva do elemento em causa.

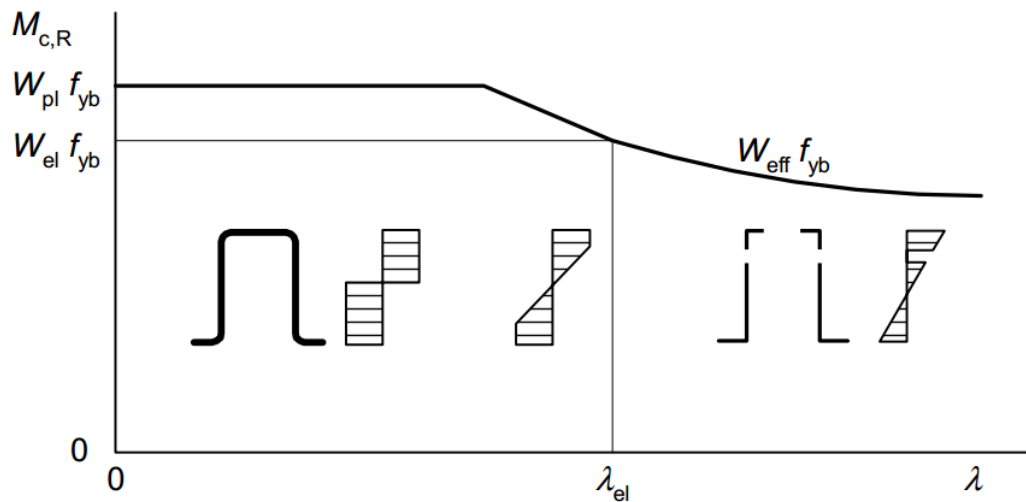


Figura 3.1 - Momento fletor resistente em função da esbelteza (CEN, 2004).

3.3.1.2 Secções transversais solicitadas à flexão composta com compressão

Pelo Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004), a resistência das secções transversais solicitadas à flexão composta com compressão, à temperatura ambiente, deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd,com}} + \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd,com}} \leq 1,0 \quad (3.4)$$

com,

$$\Delta M_{y,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{Ny} \quad (3.5)$$

$$\Delta M_{z,Ed} = N_{Ed} \cdot e_{Nz} \quad (3.6)$$

onde,

e_{Ni} é a excentricidade, em relação ao eixo i , relativa do esforço axial de compressão apenas, entre o centróide da secção transversal bruta (A_g) e efetiva (A_{eff}) [Figura 3.3];

$\Delta M_{i,Ed}$ é o momento adicional devido à excentricidade do centróide da secção transversal bruta e efetiva, em relação ao eixo i .

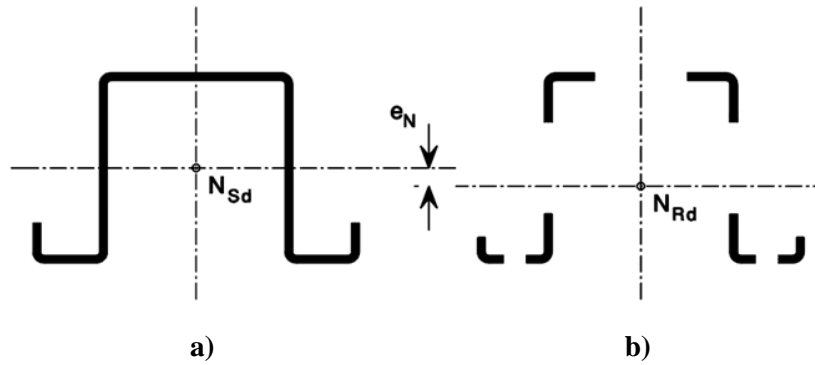


Figura 3.2 - Área efetiva à compressão: **a)** área bruta (A_g) e **b)** área efetiva (A_{eff}) (CEN, 2004).

3.3.2 Resistência dos Elementos

3.3.2.1 Elementos sujeitos à flexão (encurvadura lateral)

Em caso de elementos sujeitos à flexão simples, a verificação de segurança do elemento é feito à encurvadura lateral pelo Capítulo 6.3 do Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a) deve de satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.7)$$

O valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura deverá ser igual a:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para as secções transversais das Classes 1 ou 2} \quad (3.8)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{el,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para as secções transversais da Classes 3} \quad (3.9)$$

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_{eff,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para as secções transversais da Classes 4} \quad (3.10)$$

com,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 1, 2 e 3} \quad (3.11)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 4} \quad (3.12)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.13)$$

$$\chi_{LT} = \min \left\{ \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} ; 1,0 \right\} \quad (3.14)$$

onde,

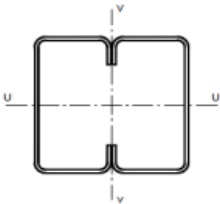
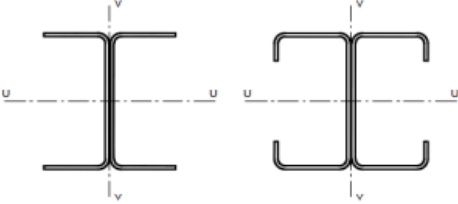
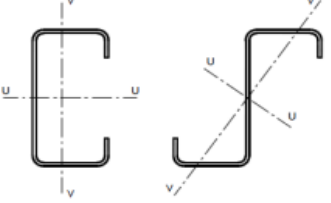
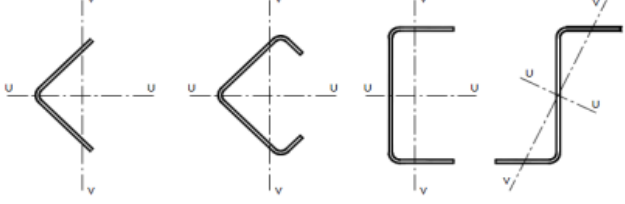
- χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral;
- Φ_{LT} é um parâmetro auxiliar;
- $\bar{\lambda}_{LT}$ é a esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral;
- α_{LT} é o fator de imperfeição que depende da secção transversal (tabela 6.3 do Eurocódigo 3 parte 1-1 [Tabela 3.1] e tabela 6.3 do Eurocódigo 3 parte 1-3);
- M_{cr} é o momento crítico elástico para a encurvadura lateral, baseado nas propriedades da secção transversal bruta;
- γ_{M1} é o fator parcial de segurança da resistência do elemento a fenómenos de instabilidade.

O momento crítico é possível obter-se analiticamente para secções duplamente ou até mesmo monossimétricas. Para secções assimétricas não é possível obter-se soluções analíticas, sendo aconselhável a utilização de métodos numéricos para a obtenção do momento crítico, como por exemplo o programa de faixas finitas CUFSM.

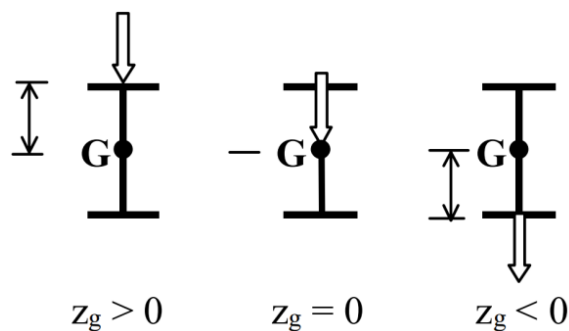
Tabela 3.1 - Valores recomendados dos fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005a).

Curva de encurvadura	a	b	c	d
Fator de imperfeição α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 3.2 - Curvas de encurvadura para os vários tipos de secção transversal (CEN, 2004).

Tipos de secção	Eixo de Encurvad.	Curva de Encurvad.
 Se se usar f_{yb} Se se usar f_{ya} *)	Qualquer	b
	u-u v-v	a b
	Qualquer	b
	Qualquer	c

*) A tensão de cedência média f_{ya} só deverá ser utilizada se $A_{eff} = A_g$


Figura 3.3 - Convenção de sinais da distância z_g consoante a posição do carregamento (Galéa, 2002).

3.3.2.2 Elementos sujeitos à flexão composta com compressão

Pelo Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a), a interação entre o esforço axial de compressão e o momento fletor, onde se tem em consideração os efeitos de segunda ordem devidos ao deslocamento lateral do sistema, deve satisfazer as seguintes condições:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.15)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad (3.16)$$

onde,

$\Delta M_{i,Ed}$ são os acréscimos de momento fletor devidos ao deslocamento do eixo neutro devido à compressão quando se passa de uma secção transversal para uma secção transversal efetiva para secções de Classe 4;

χ_i são coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

χ_{LT} é o coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

k_{ij} são fatores de interação que podem ser obtidos a partir do método apresentado no anexo B do Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a).

3.4 DIMENSIONAMENTO PARA ELEVADAS TEMPERATURAS

3.4.1 Classificação das Secções Transversais

A classificação das secções transversais é feita da mesma forma do que para os perfis sujeitos à temperatura ambiente. A única alteração a efetuar-se é no cálculo do coeficiente ε , em que este é reduzido em cerca de 15% em comparação com a temperatura ambiente (CEN, 2005b):

$$\varepsilon = 0,85 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.17)$$

onde,

f_y é a tensão de cedência a 20°C.

3.4.2 Resistência das Secções Transversais

3.4.2.1 Secções transversais solicitadas à flexão simples

Para elementos estruturais solicitados à flexão simples, deve de ser feita a seguinte verificação para a secção transversal (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.18)$$

O valor de cálculo do momento fletor resistente, $M_{fi,\theta,Rd}$, no instante t a uma temperatura uniforme deve de ser dada por:

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{y,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{para as secções transversais das Classes 1, 2 e 3} \quad (3.19)$$

$$M_{fi,\theta,Rd} = k_{0,2,p,\theta} \cdot M_{Rd} \cdot \frac{\gamma_{M1}}{\gamma_{M,fi}} \quad \text{para as secções transversais da Classes 4} \quad (3.20)$$

com,

$$M_{Rd} = \frac{W_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.21)$$

onde,

- W_y é o módulo de flexão plástico, W_{pl} , para as Classes 1 e 2. Módulo de flexão elástico, W_{el} , para a Classe 3. Menor dos valores dos módulos de flexão efetivos calculados, $W_{eff,min}$, para a Classe 4;
- $\gamma_{M,fi}$ é o fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi} = 1,0$);
- $k_{y,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência do aço à temperatura uniforme θ atingida no instante t [Figura 3.4] (quadro 3.1 do Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b));
- $k_{0,2,p,\theta}$ é o fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência de secções de Classe 4 enformadas a frio que corresponde ao limite convencional de proporcionalidade a 0,2% [Figura 3.5] (quadro E.1 do Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b)).

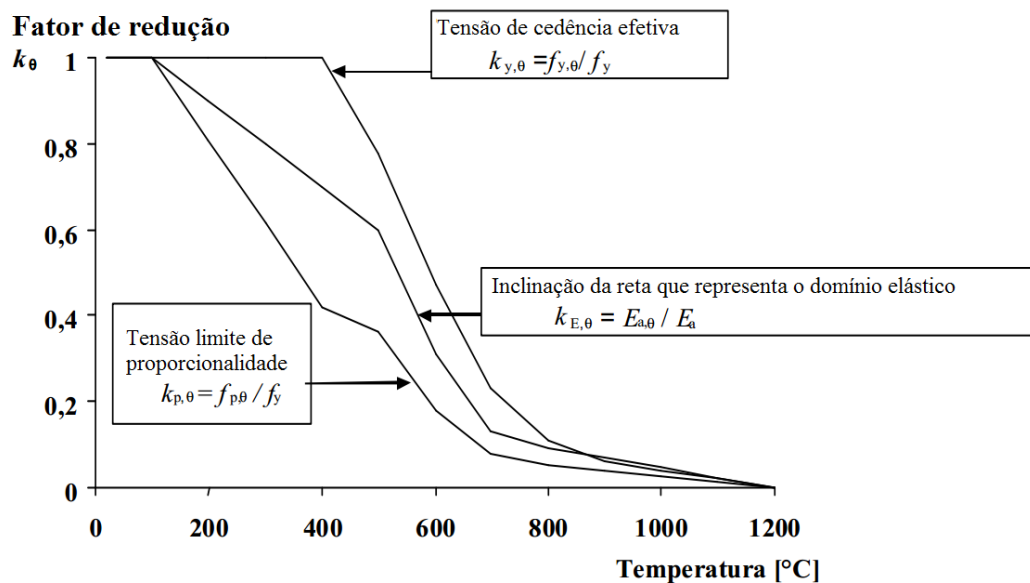


Figura 3.4 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões de aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2002).

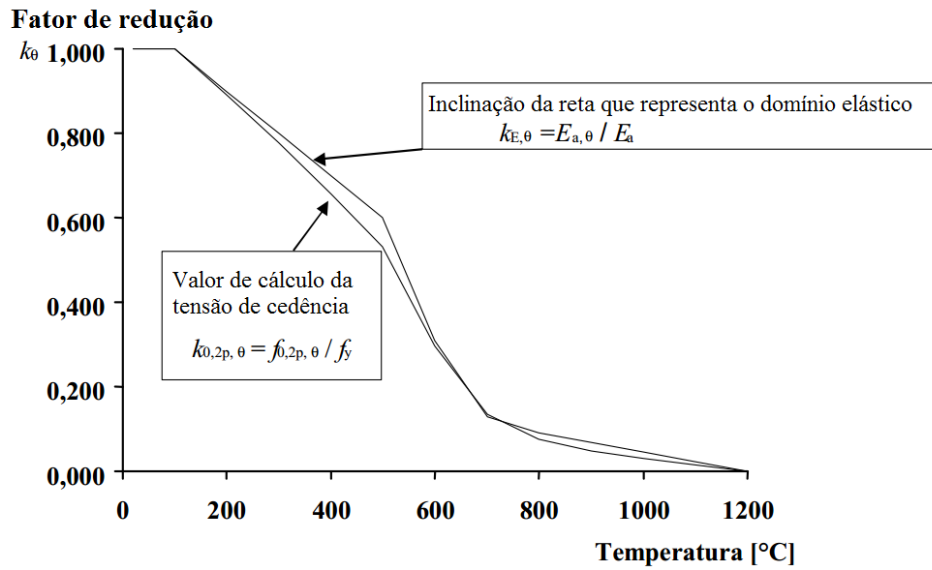


Figura 3.5 - Fatores de redução para a relação tensões-extensões de secções de aço da Classe 4 enformadas a frio e laminadas a quente a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

3.4.2.2 Secções transversais solicitadas à flexão composta com compressão

Para elementos estruturais solicitados à flexão composta com compressão, com secções transversais de Classe 4, tem de ser feita a seguinte verificação (CEN, 2005b):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{N_{fi,\theta,Rd}} + \frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.22)$$

onde,

$$\Delta M_{fi,Ed} = N_{fi,Ed} \cdot e_N \quad (3.23)$$

3.4.3 Resistência dos Elementos

3.4.3.1 Elementos sujeitos à flexão (encurvadura lateral)

Para elementos estruturais solicitados à flexão simples, a elevadas temperaturas, deve de ser feita a seguinte verificação (CEN, 2005b; Franssen e Vila Real, 2010):

$$\frac{M_{fi,Ed}}{M_{b,fi,t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.24)$$

O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral em situação de incendio $M_{b,fi,t,Rd}$ no instante t de um elemento sem contraventamentos lateral da Classe 1, 2 ou 3:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_y \cdot k_{y,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.25)$$

O valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio $M_{b,fi,t,Rd}$ no instante t de um elemento sem contraventamentos lateral da Classe 4:

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} \cdot W_{eff,y} \cdot k_{0,2,p,\theta} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (3.26)$$

com,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 1, 2 e 3} \quad (3.27)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad \text{para as secções transversais da Classe 4} \quad (3.28)$$

$$\alpha = 0,65 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3.29)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta} = \bar{\lambda}_{LT} \cdot \sqrt{\frac{k_{0,2,p,\theta}}{k_{E,\theta}}} \quad (3.30)$$

$$\Phi_{LT,\theta} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot \bar{\lambda}_{LT,\theta} + \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2 \right] \quad (3.31)$$

$$\chi_{LT,fi} = \min \left\{ \frac{1}{\Phi_{LT,\theta} + \sqrt{\Phi_{LT,\theta}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta}^2}} ; 1,0 \right\} \quad (3.32)$$

onde,

$\bar{\lambda}_{LT,\theta}$ é a esbelteza normalizada relativa à encurvadura lateral em situação de incêndio;

$\chi_{LT,fi}$ é o fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio.

3.4.3.2 Elementos sujeitos à flexão composta com compressão

Para elementos estruturais solicitados à flexão composta com compressão, a elevadas temperaturas no instante t segundo o Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), devem de satisfazer as seguintes verificações:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} N_{fi,\theta,Rd}} + k_y \cdot \frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{M_{y,fi,\theta,Rd}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.33)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} N_{fi,\theta,Rd}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} M_{y,fi,\theta,Rd}} + k_z \cdot \frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,fi,Ed}}{M_{z,fi,\theta,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.34)$$

onde,

$$\Delta \mathbf{M}_{fi,Ed} = N_{fi,Ed} \cdot \mathbf{e}_N \quad (3.35)$$

onde, e segundo o Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b),

$\chi_{min,fi}$ como definido em 3.2.3.2;
 $\chi_{z,fi}$ como definido em 4.2.3.2;
 $\chi_{LT,fi}$ como definido em 4.2.3.3(5);
 k_y, k_z, k_{LT} como definido em 4.2.3.5

CAPÍTULO 4

Métodos de Análise

Considerações Gerais
Método dos Elementos Finitos
Método das Faixas Finitas
Programas Utilizados

4 MÉTODOS DE ANÁLISE

4.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

No Eurocódigo 3 é disponibilizada mais do que uma abordagem para verificação da estabilidade de elementos. O método mais usual baseia-se numa análise de esforços e aplicação subsequente de fórmulas de verificação.

A escolha de um método por parte do projetista prende-se com diversos aspetos, como a complexidade do problema a analisar, a formulação do problema, ou a precisão de resultados. Por exemplo, para elementos de secção variável ou monossimétrica, ou complexos sistemas de contraventamentos, a aplicação das metodologias de cálculo sugeridas pelo Eurocódigo 3, poderá conduzir a resultados demasiado conservativos. Para análise destes casos, como alternativa, poderá recorrer-se à análise não linear de estruturas através de métodos numéricos avançados. Relativamente ao tipo de análise, esta deverá ser escolhida consoante o tipo de problema que se pretende analisar e o comportamento da estrutura. Poderão considerar-se, ou não, as linearidades do material e/ou geometria, onde pode ainda incluir-se as imperfeições geométricas e materiais. Posto isto, surgem várias combinações para o tipo de análise desde a análise linear (LA), para a verificação da resistência elástica sem a consideração de imperfeições, até à análise geometricamente e materialmente não linear (GMNIA), para a resistência elasto-plástica em estados limites últimos (p. ex., programa SAFIR) (Simões da Silva e Gervásio, 2007). É também possível realizar-se uma análise bifurcacional elástica (LBA) para a determinação dos modos de encurvadura com um possível objetivo de definir a forma das imperfeições geométricas da estrutura (p. ex., programa CUFSM).

No entanto, analisando as vantagens que advém do dimensionamento de estruturas metálicas através de métodos não lineares computacionais, como por exemplo, a economia, segurança e a possibilidade de análise de estruturas complexas, seria vantajoso dispor de regulamentação específica para este tipo de análise, não só no que diz respeito à consideração das incertezas de cálculo, através de fatores de segurança adequados, mas também como forma de orientação na modelação dessas mesmas estruturas. A falta de informação e orientação no uso de ferramentas numéricas, para a verificação da estabilidade em elementos, pode tornar esta opção pouco preferida (Marques *et al.*, 2009).

Dos diversos métodos numéricos e existentes a utilizar para efetuar a análise de estabilidade de perfis com secção de espessura reduzida, destacam-se (i) o Método dos Elementos Finitos (MEF) e (ii) o Método das Faixas Finitas (MFF).

4.2 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O grande desenvolvimento, a partir dos finais da década de 60, que têm vindo a ocorrer na área dos recursos computacionais, conduziram a uma vasta utilização de métodos numéricos que envolvem um esforço computacional elevado, nomeadamente o método dos elementos finitos (MEF).

O método dos elementos finitos aplica-se tanto às equações diferenciais de equilíbrio como à energia potencial, e envolve dois níveis de discretização da estrutura: (i) subdivisão da estrutura em elementos finitos (geralmente de forma triangular ou quadrangular) [Figura 4.1-a)] e (ii) aproximação do campo de deslocamentos (p. ex., translações ou rotações) através duma combinação linear de funções (em geral polinómios). “Somando” a rigidez dos vários elementos finitos (assemblagem da matriz de rigidez global) e impondo as restrições necessárias, é possível obter a rigidez discretizada da estrutura em causa, a qual é necessária para se efetuar a referida análise.

A análise por elementos finitos poderá ter vários níveis de sofisticação consoante o tipo de problema que se pretende analisar. No entanto, existe uma série de fatores que determina não só a qualidade dos resultados mas também o tempo de cálculo e de esforço computacional, como por exemplo (Marques *et al.*, 2009):

- A discretização da malha;
- A forma da malha bem como a transição entre malhas distintas;
- O tipo e grau de interpolação do elemento finito de acordo com o problema a resolver;
- A escolha do critério de convergência de acordo com a não linearidade do problema.

De referir que uma modelação adequada é essencial para a representação do comportamento correto da estrutura. Aspetos como o comportamento do material, considerações do carregamento, condições de fronteira e efeitos de segunda ordem, como imperfeições, devem de ser cuidadosamente analisados.

Uma das principais vantagens da modelação através de elementos finitos é a possibilidade de considerar apenas componentes da estrutura (p. ex., vigas e pilares), o que simplifica o problema em termos de cálculo e tempo de resolução mas, por outro lado, exige uma maior

atenção relativamente à rigidez e carregamento que as partes adjacentes da estrutura oferecem sobre a componente da estrutura a modelar.

4.3 MÉTODO DAS FAIXAS FINITAS (MFF)

Em alternativa ao método dos elementos finitos (MEF), o método das faixas finitas (MFF), que constitui uma modificação do *MEF*, é vocacionado para a aplicação em estruturas com configurações geométricas regulares e condições de fronteira e carregamento simples (p. ex., compressão, flexão uniforme). Este método pressupõe, e em contraste com o *MEF*, que a geometria do perfil se mantenha inalterada ao longo da direção longitudinal, para esta ser dividida em “faixas finitas” de comprimento igual ao vão da peça, como demonstrado na Figura 4.1-b) (Prola, 2001). No interior de cada faixa, o campo de deslocamentos é aproximado (i) na direção transversal por funções de forma polinomiais que asseguram a comparabilidade entre faixas adjacentes, e (ii) na direção longitudinal por funções que devem ser capazes de descrever a variação longitudinal do campo de deslocamentos e de satisfazer as condições de apoio da barra.

O *MFF* apresenta uma boa alternativa ao *MEF*, na medida em que por vezes o *MEF* poderá ter o inconveniente de necessitar de uma capacidade computacional substancial para determinadas aplicações, já que o número de graus de liberdade da estrutura é menor.

Segundo Schafer e Ádany (Schafer e Ádany, 2006), a qualidade dos resultados das análises baseadas no *MFF* está dependente do nível de discretização de faixas e “da escolha judiciosa da função de forma que aproxima o campo de deslocamentos longitudinal (em geral sinusoidais)”.

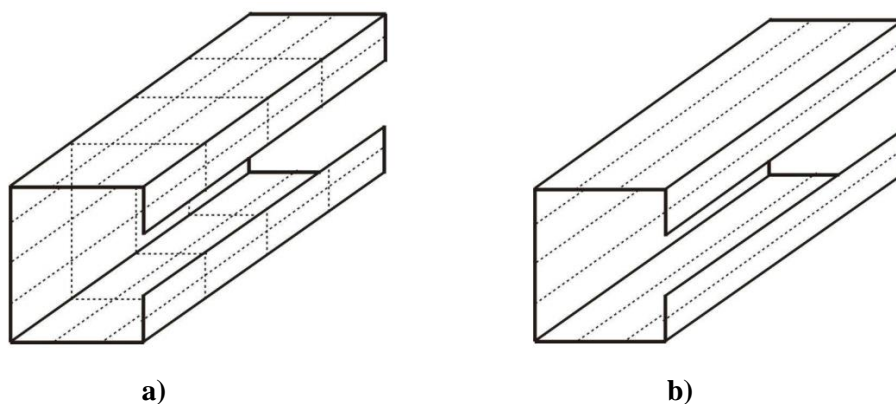


Figura 4.1 - Discretização de uma barra: **a)** elementos; **b)** faixas finitas (Prola, 2001).

O *MFF* possui limitações que tornam difícil tratar alguns problemas (Prola, 2001):

- Ocorrência de modos de instabilidade não periódicos, devidos a diferentes condições de fronteira ou à presença de apoios intermédios;
- Dificuldade em compatibilizar os deslocamentos de membrana e flexão em duas faixas adjacentes e contidas em planos diferentes, nomeadamente nas situações associadas ao modo distorcional.

Ainda assim, o *MFF* é um modo rápido e fácil de obter soluções de estabilidade de perfis de aço enformados a frio.

4.4 PROGRAMAS UTILIZADOS

4.4.1 Considerações Gerais

O estudo efetuado a perfis de secção em Z enformados a frio a elevadas temperaturas da presente dissertação, foi sustentado numa análise numérica recorrendo-se a programas computacionais baseados no método de elementos finitos e de faixas finitas. Os programas computacionais utilizados foram o GiD, SAFIR, CUFSM e Diamond.

Numa pequena descrição, é possível dizer-se que o programa GiD é utilizado para se obter a malha desejada em elementos finitos. Em alternativa ao GiD, e por se tratar apenas da definição da malha, restrições e cargas, é possível utilizar-se o Microsoft Excel, tendo para isso conhecimento dos dados *input* e do formato exigidos pelo SAFIR.

O programa SAFIR é utilizado na simulação numérica e, por ultimo, o programa Diamond é usado para se obter uma leitura e visualização dos dados *output* [Figura 4.2].

O CUFSM é um programa complementar usado com o fim de se obter os modos de instabilidade críticos e consequentes deformadas.

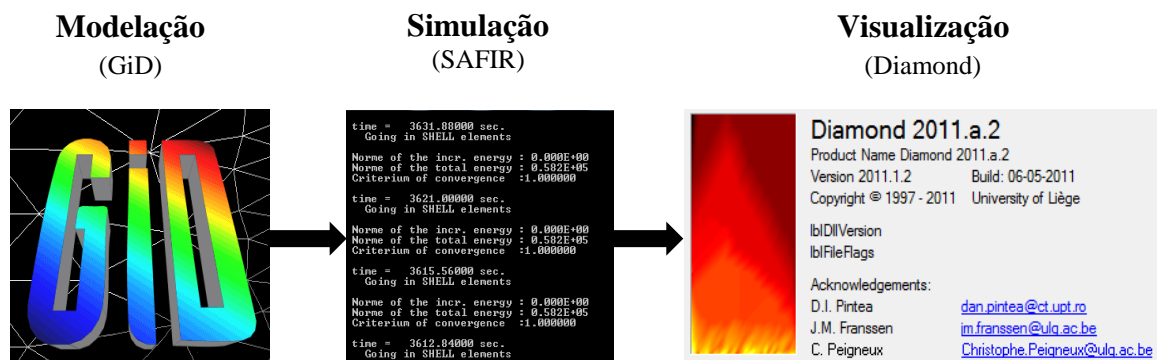


Figura 4.2 - Sequência de programas utilizados.

4.4.2 Programa GiD

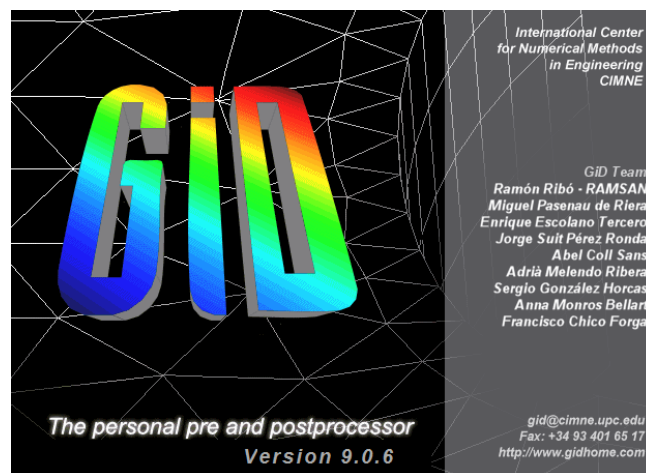


Figura 4.3 - Programa GiD.

O programa computacional GiD, desenvolvido pelo CIMNE (Centro Internacional de Métodos Numéricos em Engenharia de Barcelona, Espanha), é um software de interface gráfica interativa utilizada para a definição, elaboração e visualização de todos os dados relacionados com a simulação numérica [Figura 4.4], nomeadamente, dados que incluam a definição da geometria, materiais, restrições e carregamentos.

O programa GiD é capaz também de gerar uma malha de elementos finitos estruturais [Figura 4.5], e não estruturais, volumes finitos ou análise das diferenças finitas e criar os dados necessários *input*, no formato desejado. O GiD tem em conta as necessidades do utilizador e a simplicidade, a velocidade, a eficiência e a exatidão que o utilizador exige na preparação dos mesmos dados de entrada *input* para programas posteriores de simulação numérica.

O GiD pode ser definido pelo utilizador para ler e escrever dados num número ilimitado de formatos. Os formatos de entrada e de saída do GiD podem ser personalizados e são compatíveis com qualquer software pré-definido.

Aquando da definição da geometria, o GiD funciona de forma semelhante, apesar de algumas diferenças, a um sistema CAD (Computer Aided Design).



Figura 4.4 - Capacidades do programa GiD (Amaral, 2008).

No programa GiD, a opção de se gerar uma malha de elementos finitos é realizada com simplicidade e rapidez através da definição da geometria. A malha pode ser gerada consoante a forma e número de elementos que o usuário pretende, sabendo à partida que quantos mais elementos forem gerados, maior exatidão e, conseqüentemente, maior tempo de cálculo será despendido no programa pré-definido de simulação numérica. Depois de gerada a malha, as condições de apoio, carregamento, bem como os materiais atribuídos à geometria, podem ser transferidos aos nós e aos elementos da malha (Amaral, 2008).

A exportação dos dados da malha do GiD pode ser em vários formatos:

- Formato de GiD;
- NASTRAN, ANSYS, SAFIR, Abaqus (.bas);
- Malha definida pelo utilizador (STL, VRML, DXF, UNV, POV-Ray).

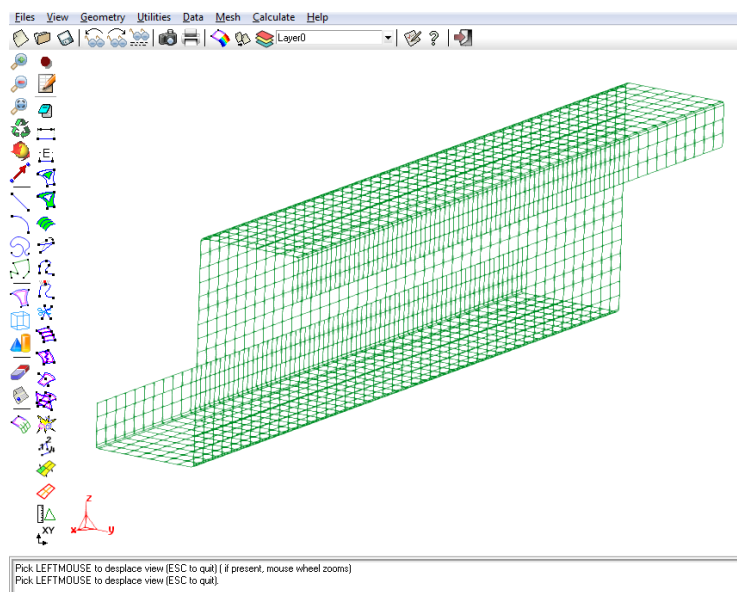


Figura 4.5 - Malha de elementos finitos no programa GiD.

4.4.3 Programa SAFIR

O programa computacional SAFIR, desenvolvido pela Universidade de Liège, na Bélgica, é um programa de elementos finitos usado em simulações numéricas, nomeadamente em estruturas planas e tridimensionais sujeitas a elevadas temperaturas, recorrendo a uma análise geometricamente e materialmente não linear (GMNIA).

Possui dois módulos de cálculo distintos: (i) análise do comportamento térmico; (ii) análise do comportamento mecânico da estrutura. A evolução da temperatura não-uniforme é calculada na secção existente na estrutura (análise térmica). Posteriormente o módulo da mecânica elabora a leitura destas temperaturas e determina o comportamento termodinâmico da estrutura numa análise incremental (análise estrutural) (Arrais, 2012).

Por se tratar de um programa de elementos finitos, acomoda vários elementos para diferentes simulações, procedimentos de cálculo e vários modelos de materiais para incorporar no comportamento. Os elementos podem ser elementos sólidos 2D (para a análise térmica), elementos sólidos 3D (para a análise mecânica), elementos viga, elementos casca e elementos barra (Amaral, 2008; Franssen, 2011). O modelo numérico além de permitir efetuar cálculos termo-plásticos, considerando grandes deformações, permite também a possibilidade de se ter em consideração o empenamento das secções.

O programa SAFIR é um programa de elementos finitos baseado no método dos deslocamentos (Lopes, 2007).

O modelo material utiliza o comportamento elasto-plástico do Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), baseado no valor da tensão de cedência do material.

Dos vários tipos de elementos finitos já referidos, o elemento finito utilizado nesta dissertação para modelar a secção em Z pretendida, foi o de casca. Cada elemento de casca é definido e limitado por nós. Num exemplo de um elemento casca quadrangular [Figura 4.6], os nós são ordenados em 1, 2, 3 e 4 onde a , b , c e d são pontos médios das arestas do elemento de casca. Na intersecção das linhas “a-c” e “b-d”, é encontrado o centro dos eixos locais do elemento de casca em causa, de coordenadas x , y e z .

Estando o elemento de casca dividido, neste exemplo em 4 sub-elementos, irão existir 4 pontos de integração na superfície do elemento casca. Posto isto, a integração é feita através do método de Gauss em cada direcção, onde o número de integrações na espessura pode ser escolhido pelo utilizador, podendo variar entre 2 e 9 (Amaral, 2008; Arrais, 2012).

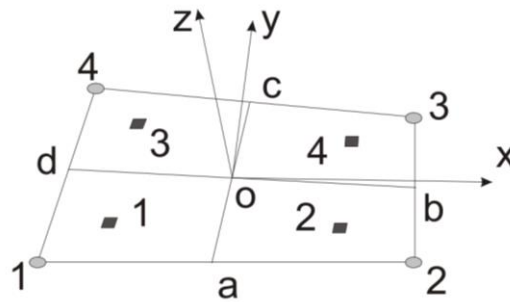


Figura 4.6 - Definição da geometria e eixos locais (Franssen *et al.*, 2002).

4.4.4 Programa Diamond

O Diamond é um programa pós-processador de leitura de dados *output*, em que a sua primeira versão fora lançada em 1997, desenvolvida na Universidade de Liège, Bélgica. Nessa altura, sendo o SAFIR um programa já amplamente utilizado para modelação numérica de estruturas expostas a elevadas temperaturas, o SAFIR carecia do problema de depender de motores de renderização terciários para reproduzir graficamente os ficheiros *output*. Posto isto, e com a parceria do autor do programa SAFIR, Franssen, foi criado o Diamond (Pintea e Zaharia, 2010).

4.4.5 Programa CUFSM

O programa CUFSM foi desenvolvido por Schafer (Schafer e Ádany, 2006) na Universidade Johns Hopkins nos Estados Unidos da América, com o apoio da AISI (“American Iron and Steel Institute”).

O CUFSM, criado para analisar o comportamento da encurvadura elástica (LBA), consiste essencialmente na aplicação do: (i) *MFF* convencional, também chamado *MFF* semi-analítico (“Convencional Finite Strip Method”) (Prola, 2001); (ii) *MFF* restringido (“Constrained Finite Strip Method” ou *MFFr*). A introdução do *MFFr* nas versões mais recentes do CUFSM teve como objetivo fornecer uma ferramenta de decomposição e identificação modal.

Os modos de instabilidade identificados através da aplicação do *MFF* convencional são, geralmente, modos mistos, onde intervêm mais do que um dos modos “puros” de instabilidade (p. ex., modo distorcional). O *MFFr* permite identificar os modos de instabilidade que concorrem na instabilidade de uma determinada barra. Em alguns casos, nomeadamente em secções complexas, com múltiplos reforços, a identificação dos modos de instabilidade é difícil ou mesmo impossível (Pinto, 2010).

A Figura 4.7 mostra uma faixa finita e a orientação dos deslocamentos usada no CUFSM.

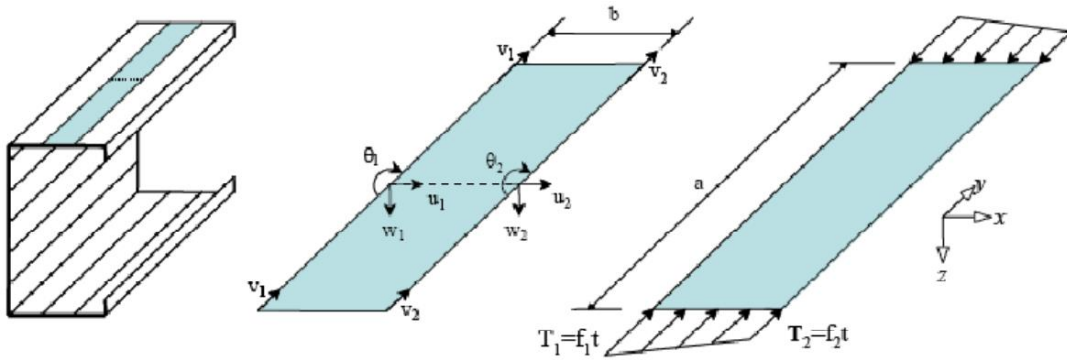


Figura 4.7 - Discretização de uma faixa finita (Schafer e Ádany, 2006).

Assim sendo, o CUFSM calcula os modos de encurvadura elástica crítica e as respectivas deformações, assim como os valores correspondentes às cargas críticas (p. ex., P_{cr}) de *input* para o Método da Resistência Direta. É de destacar que o CUFSM está limitado à análise de problemas de barras simplesmente apoiadas e apenas aplicadas a casos em que a secção se mantém constante.

A terminologia constante da norma Norte-Americana, para a designação das cargas e tensões críticas e resistências nominais, é a mesma utilizada no CUFSM, sendo que a designação das características materiais e geométricas coincide com a usada pelo Eurocódigo 3.

CAPÍTULO 5

Análise Numérica

Caso de Estudo

Definição do Modelo Numérico

Modelo Numérico Adotado

Modos de Instabilidade

Imperfeições

Resultados Obtidos pelo SAFIR

5 ANÁLISE NUMÉRICA

5.1 CASO DE ESTUDO

Como caso de estudo, foi estudada uma viga de aço de paredes finas de Classe 4 enformada a frio usual em edifícios, devido à sua leveza e capacidade de atingir grandes vãos.

A viga em questão trata-se de um perfil em aço de secção transversal Z com reforços de extremidade de vários comprimentos, mas de dimensões transversais fixas.

Como já referido no Capítulo 1, este estudo já foi alvo de investigações anteriores, como em 2008 por Veríssimo e em 2011 e 2012 por Pinho e Arrais, respetivamente. Estes dois últimos analisaram numericamente a resistência mecânica ao fogo de vigas de cobertura de secção C, enquanto Veríssimo focou-se na listagem das propriedades para a classificação e cálculo de propriedades de secções efetivas e resistência de barras.

Sendo assim, com este trabalho pretende-se tomar a mesma linha de estudos efetuados e já referidos anteriormente, onde se procura alargar o estudo a vigas de secção Z, com reforços de extremidade, simplesmente apoiadas e submetidas a um momento fletor constante perpendicular à alma da secção a elevadas temperaturas.

Para a análise numérica deste trabalho, foram utilizados os programas CUFSM e SAFIR para analisar os comportamentos de encurvadura elástica e pós-encurvadura, respetivamente. E posteriormente, comparados os valores obtidos da resistência para cada temperatura com os obtidos pelo Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b) e parte 1-1 (CEN, 2005a).

Os comprimentos utilizados para a simulação numérica das vigas foram de 0,5m, 1m, 1,5m, 2m, 2,5m, 3m, 3,5m, 4m, 4,5m, 5m, 5,5m e 6m. Estas vigas foram testadas à temperatura ambiente (20°C) e a elevadas temperaturas (350°C, 500°C, 600°C).

5.2 DEFINIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Neste capítulo apresentam-se e discutem-se os vários aspetos relativos à utilização e implementação computacional do método dos elementos finitos, para efetuar uma análise de pós-encurvadura de segunda ordem do perfil de aço enformado a frio a elevadas temperaturas. Os aspetos mais importantes na modelação são: (i) a modelação das condições de apoio; (ii) a modelação do carregamento; (iii) a discretização do perfil.

Para a elaboração do presente estudo é necessário fazer-se primeiro uma análise de sensibilidade a diferentes modelos numéricos de forma a obter resultados coerentes com as curvas alcançadas, através das formulações recomendadas pelo Eurocódigo 3.

Foi então efetuado primeiramente um estudo com intuito de transpor para a modelação numérica em causa, a idealização de uma viga simplesmente apoiada sujeita a um momento fletor constante [Figura 5.1 e Figura 5.2]. Para isso, as restrições, espessura e cargas aplicadas foram examinadas de forma a produzir de forma conveniente a viga em causa.

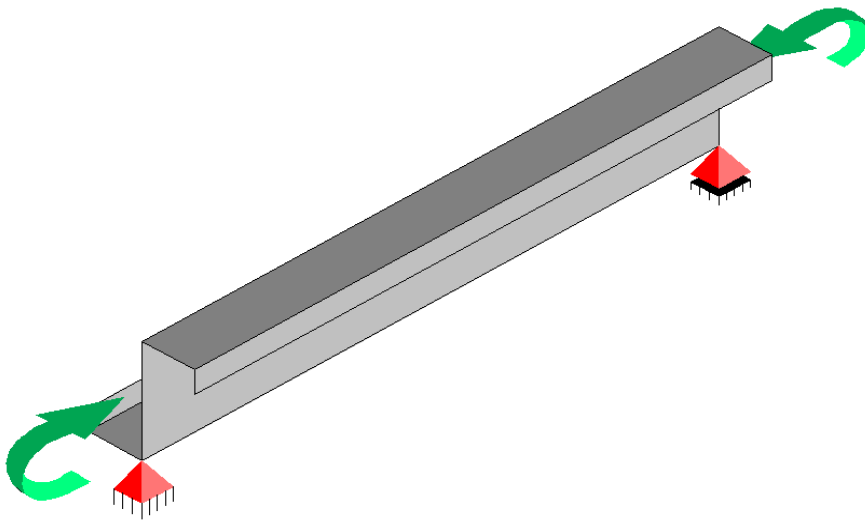


Figura 5.1 - Viga simplesmente apoiada de secção Z, com momentos aplicados nas extremidades.

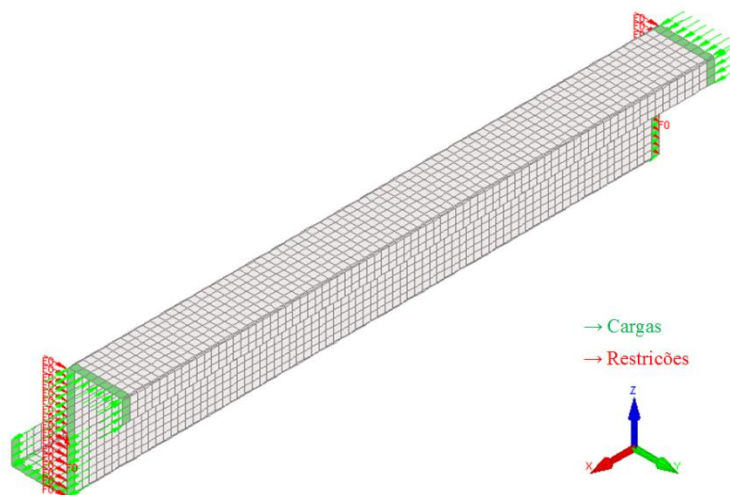


Figura 5.2 - Modelo numérico da viga simplesmente apoiada de secção Z, com momentos aplicados nas extremidades [SAFIR/Diamond].

5.2.1 Modelação das Condições de Apoio

Na modelação de uma qualquer estrutura, as condições de apoio têm uma grande importância no seu comportamento, podendo a sua inadequada modelação influenciar de forma significativa os resultados obtidos.

O intuito da análise das condições de apoio e espessura do perfil é de se procurar que nas extremidades da peça houvesse o mínimo de deformação possível, e que o colapso da viga não se desse nos apoios devido à espessura reduzida, mas sim devido à temperatura crítica.

Dos vários modelos construídos e analisados, concluiu-se que a restrição ao deslocamento na direção $y-y$ e $z-z$ dos nós pertencentes à alma, e acréscimo da espessura (20 mm) na zona secção próxima dos apoios, simulam de forma bastante razoável o comportamento pretendido nessa mesma zona da viga idealizada [Figura 5.3].

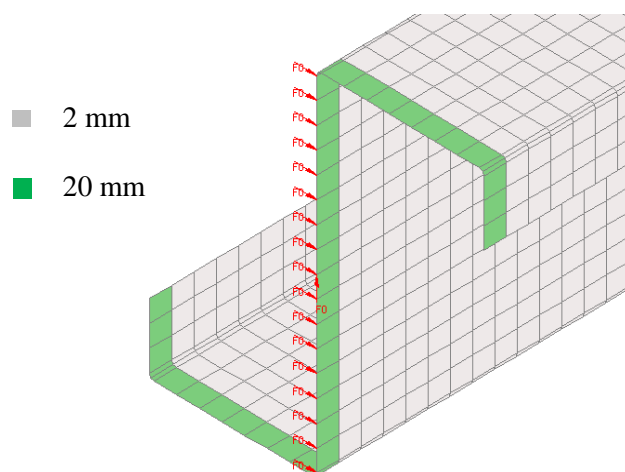


Figura 5.3 - Restrições e espessuras adotadas no modelo numérico [SAFIR/Diamond].

5.2.2 Modelação do Carregamento

O perfil em estudo, tendo a função de madre, será sujeito a cargas predominantemente de flexão, logo, na respetiva modelação, será aplicado no modelo numérico um momento fletor constante.

Com o intuito de simular e modelar o carregamento, foram aplicadas cargas pontuais na viga na direção longitudinal em cada um dos nós pertencentes às extremidades da mesma. As cargas pontuais (forças nodais) são aplicadas de acordo com uma distribuição linear de tensões, aquando a aplicação de um momento fletor, visto que o SAFIR não permite a introdução de cargas distribuídas [Figura 5.4]. Resumindo, o momento fletor, “transformado” em “forças nodais” equivalentes, é equivalente estaticamente às tensões aplicadas.

A distribuição de forças ao longo da secção transversal é aconselhável, devido ao facto de não ser conveniente a consideração de forças ou momentos concentrados em um só nó em perfis. Porque apesar de serem carregamentos estaticamente equivalentes, a sua aplicação origina uma concentração de tensões/deformações na vizinhança do ponto de aplicação de carga, o que altera o comportamento de estabilidade do perfil, nomeadamente, o modo de instabilidade e carga crítica [Figura 5.5].

Posto isto, a colocação das cargas é feita de forma a se obter os efeitos desejados e não provocar deslocamentos e rotações indesejadas ou impedimento destas.

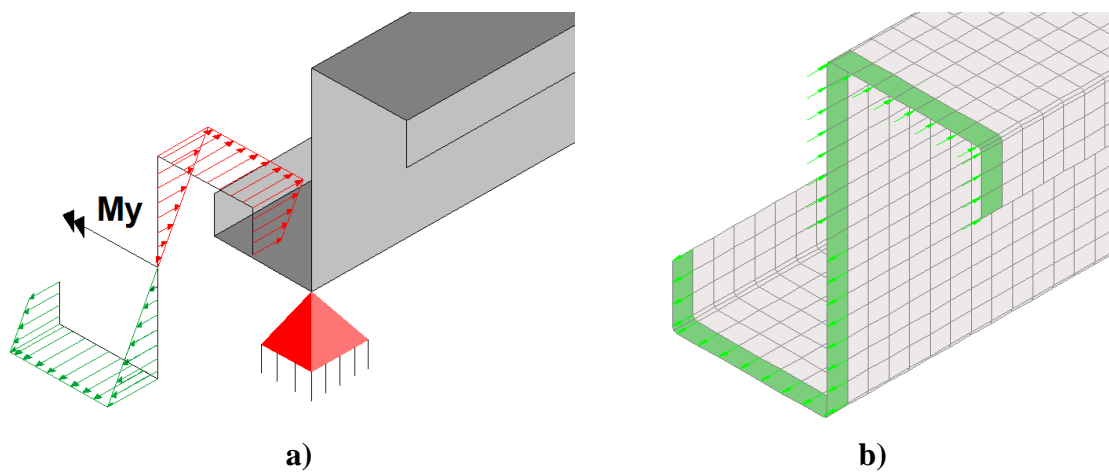


Figura 5.4 - Aplicação das cargas: **a)** Distribuição linear das cargas pontuais idealizadas; **b)** Colocação das cargas pontuais no modelo numérico [SAFIR/Diamond].

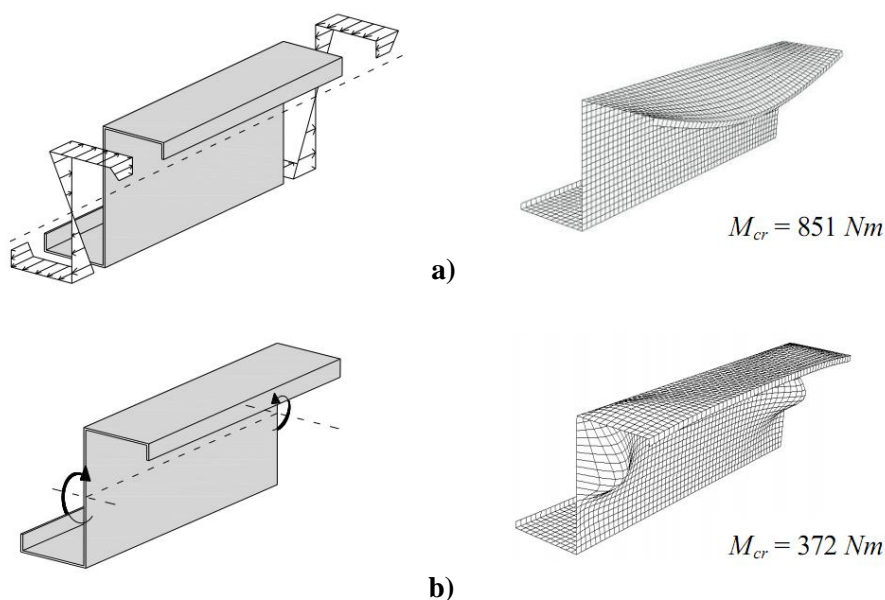


Figura 5.5 - Perfil de secção Z submetido à flexão: **a)** Carregamento distribuído; **b)** Carregamento concentrado [ABAQUS] (Barreta, 2011).

5.2.3 Discretização do Perfil

Na aplicação do *MEF*, a discretização de um determinado objeto envolve dois pontos essenciais: (i) escolha do elemento finito; (ii) definição do número de elementos a utilizar.

Sendo o perfil em causa sujeito a problemas de instabilidade devido às paredes finas da sua secção, é necessário discretizar a superfície utilizando elementos finitos de casca. Assim, a forma escolhida do elemento finito a utilizar foi quadrangular. Esta escolha esteve diretamente relacionada com a posterior facilidade de colocação das condições de apoio e cargas principalmente.

Em relação ao número de elementos a utilizar, é necessário ter-se em conta de que o número de graus de liberdade e pontos de integração a considerar numa análise por elementos finitos, influenciam bastante no esforço computacional e precisão de resultados obtidos. Sendo estes dois pontos antagónicos, é necessário identificar o número “ótimo” de elementos a discretizar no perfil, ou seja, um número tal de elementos que equilibra o esforço computacional com a precisão dos resultados obtidos.

No presente trabalho, procurou-se que a discretização do perfil seguisse um conjunto de regras, quanto à discretização transversal e longitudinal a utilizar na análise elástica linear de estabilidade e de pós-encurvadura. Assim sendo, considerou-se que (i) a dimensão dos elementos deve ser mantida constante ao longo da direção longitudinal do perfil, (ii) o nível de discretização transversal deve ser igual no SAFIR (MEF) e CUFSM (MFF) e (iii) a dimensão dos elementos quadrangulares, na direção longitudinal e transversal, deve ser igual a 0,01 m.

A Tabela 5.1 e Tabela 5.2 mostram o número de elementos e nós considerados nas vigas de 0,5 m a 6,0 m de vão.

Tabela 5.1 - Número de elementos e nós em vigas de 0,5 m a 4,5 m.

Comprimento longitudinal dos elementos	0,01m								
Vão da viga	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m	3,5 m	4,0 m	4,5 m
Número de elementos	2200	4400	6600	8800	11000	13200	15400	17600	19800
Número de nós	2295	4545	6795	9045	11295	13545	15795	18045	20295

Tabela 5.2 - Número de elementos e nós em vigas de 5,0 m a 6,0 m.

Comprimento longitudinal dos elementos	0,01 m		
Vão da viga	5,0 m	5,5 m	6,0 m
Número de elementos	22000	24200	26400
Número de nós	22545	24795	27045

A Figura 5.6 e Tabela 5.3 apresentam a evolução da discretização do “Caso 1” até o “Caso 3”, onde foram aumentadas o número de faixas no programa CUFSM.

De destacar, e pela Tabela 5.3, que o aumento de faixas do perfil reflete-se na alteração do fator carga e comprimentos de semi-onda, dos respectivos modos de instabilidade visualizados no CUFSM.

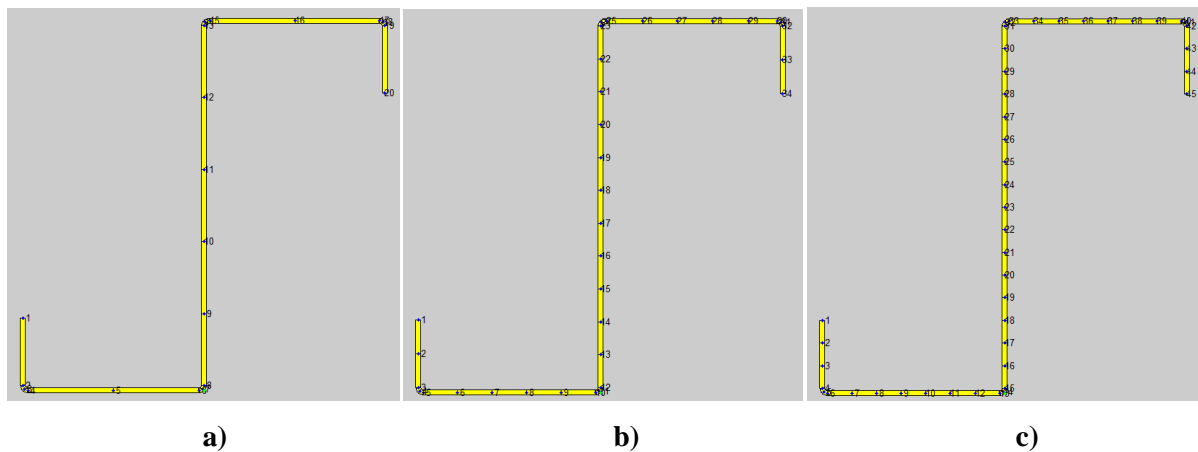


Figura 5.6 - Discretização da secção em Z: **a)** Caso 1; **b)** Caso 2; **c)** Caso 3 [CUFSM].

O número de nós e elementos/faixas adotado na secção transversal foi o do “Caso 3”, no qual foi escolhido tendo em conta dois fatores: (i) a variação dos parâmetros, do “Caso 2” para o “Caso 3”, ser bastante pequena, quando comparando com a variação desses mesmos parâmetros do “Caso 1” para o “Caso 2” [Tabela 5.3]; (ii) a distância transversal entre nós consecutivos no “Caso 3” ser aproximadamente 0,01 m.

Por último, convém referir que o aumento de nós/elementos/faixas da secção transversal leva a uma maior exatidão de resultados, como já referido anteriormente, onde a geometria e o número de nós utilizados foram o mesmo no CUFSM e SAFIR, para assim haver uma relação precisa e necessária em termos de modelação numérica.

Tabela 5.3 - Resultados para as várias discretizações [CUFSM].

		Caso 1	Variação	Caso 2	Variação	Caso 3
Número de elementos/faixas	Alma	5	-	11	-	16
	Banzo	2		5		7
	Reforços	1		2		3
Fator carga local de placa		2155,88	- 0,35%	2148,32	- 0,01%	2148,04
Fator carga distorcional		2330,64	- 1,38%	2298,56	- 0,26%	2292,50
Semi-onda local de placa		81,0 mm	- 0,12%	80,9 mm	+ 0,12%	81,0 mm
Semi-onda distorcional		825,0 mm	- 0,79%	818,5 mm	- 0,13%	817,4 mm

5.3 MODELO NUMÉRICO ADOTADO

No presente subcapítulo são apresentados os principais parâmetros que definem o modelo numérico adotado, após concluída uma análise de sensibilidade em relação à aplicação das cargas, restrições nos apoios e espessuras no modelo numérico.

O modelo material utiliza o comportamento elasto-plástico do Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b), baseado no valor da tensão de cedência do material. A tensão de cedência (f_y) utilizada no modelo numérico foi de 360 MPa, onde não foi considerado o aumento de tensão de cedência nos cantos devido ao processo de fabricação, nomeadamente o de enformar a frio. O coeficiente de Poisson (ν) e módulo de elasticidade (E) utilizados foram de 0,30 e 210 GPa, respetivamente.

Em relação às imperfeições utilizadas na análise dos modelos, foi também feito um estudo acerca do impacto das imperfeições nas vigas, sujeitas a elevadas temperaturas, contendo imperfeições estruturais (residuais) e imperfeições geométricas.

Foram consideradas as seguintes situações no modelo numérico:

- Sem imperfeições;
- Com imperfeições geométricas isoladas (locais de placa, distorcionais e globais);
- Combinação de imperfeições geométricas locais, distorcionais e globais;
- Com imperfeições estruturais (tensões residuais).

Os comprimentos utilizados na simulação numérica foram de 0,5m, 1m, 1,5m, 2m, 2,5m, 3m, 3,5m, 4m, 4,5m, 5m, 5,5m e 6m. Em relação às temperaturas utilizadas, os modelos numéricos foram analisados à temperatura normal, 20°C, e a elevadas temperaturas, 350°C, 500°C e 600°C. Estas temperaturas elevadas representam a grandeza de temperaturas

frequentes em elementos metálicos enformados a frio, onde a temperatura de 350°C corresponde a um limite inferior proposto pelo Eurocódigo 3 parte 1-2 (CEN, 2005b) para secções de Classe 4.

Devido à reduzida espessura das paredes, assumiu-se uma distribuição uniforme de temperatura ao longo da parede da secção transversal do modelo numérico [Figura 5.7].

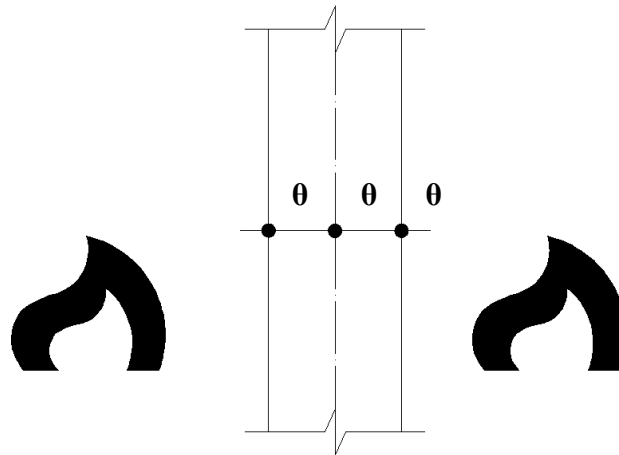
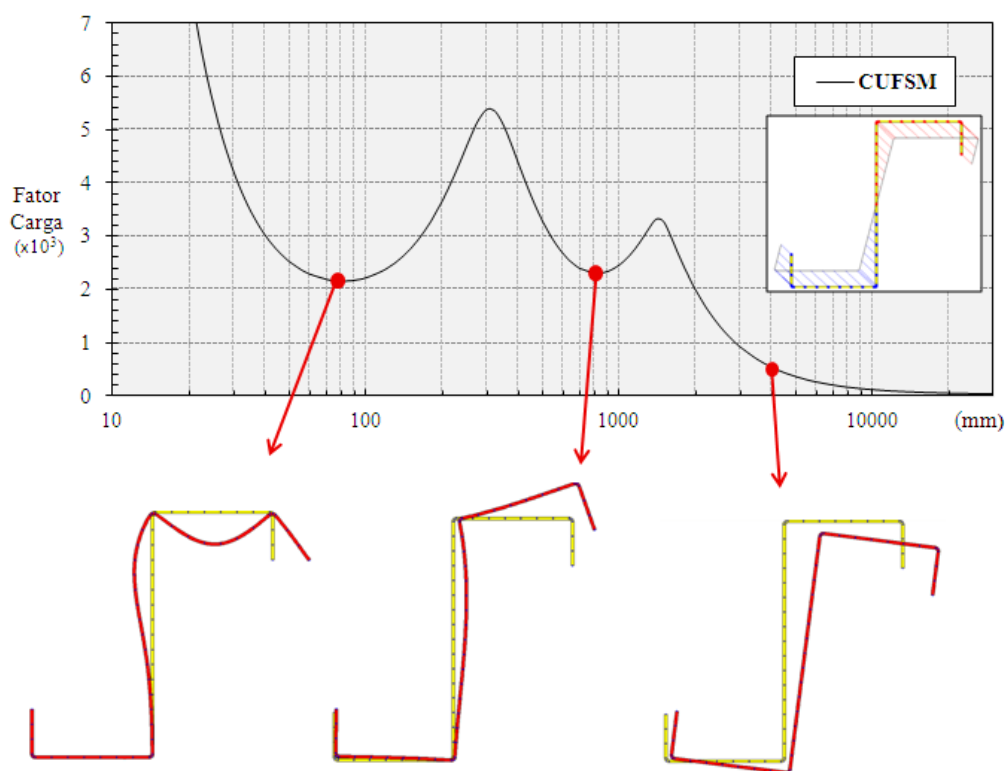


Figura 5.7 - Distribuição de temperaturas uniforme ao longo da parede do perfil.

5.4 MODOS DE INSTABILIDADE

Neste ponto, serão determinadas as cargas críticas de instabilidade (M_{cr}) e os respetivos modos de instabilidade pelo programa CUFSM, e comparado com o programa SAFIR.

Numa primeira análise, utilizou-se o programa CUFSM para identificar a respetiva curva associada aos modos de instabilidade atingidos para os diversos comprimentos da viga sem imperfeições, e os comprimentos de semi-onda associados aos diversos modos de instabilidade, em 2D [Figura 5.8] e 3D.

**Modo Local de Placa**

Comprimento: 81,0 mm
Fator carga: 2148,04

Modo Distorcional

Comprimento: 817,4 mm
Fator carga: 2292,50

Modo Global

(flexão/torção, instabilidade lateral)

Comprimento: 4000 mm
Fator carga: 529,13

Figura 5.8 - Análise do comportamento à temperatura de 20°C e os respectivos modos de instabilidade atingidos, pelo programa CUFSM.

No cálculo do momento crítico de instabilidade global para a secção em Z, adotou-se os momentos críticos fornecidos pelo CUFSM como os valores a serem usados na verificação da resistência pelo Eurocódigo 3. Esta recorrência a programas numéricos com fim de determinar a carga crítica é sempre aconselhável, devido à grande fiabilidade dos resultados obtidos e por ser, acima de tudo, aplicável a qualquer configuração de secção.

Na Figura 5.9, Figura 5.10 e Figura 5.11 estão representadas as configurações dos modos de encurvadura para os diversos comprimentos de viga pelo CUFSM e SAFIR, onde é feita uma comparação ilustrativa das deformadas à temperatura de 20°C.

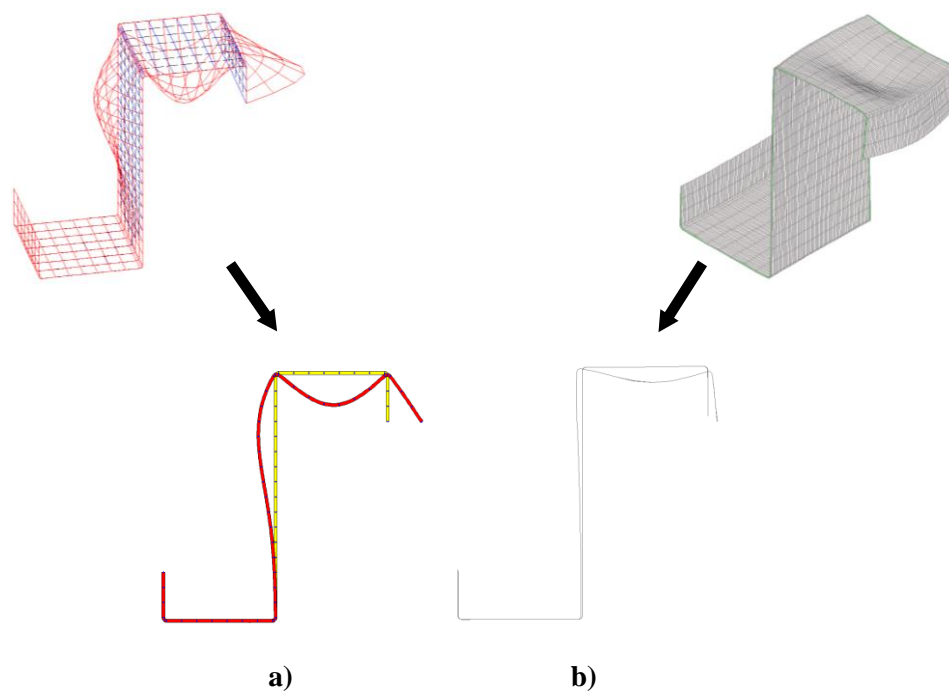


Figura 5.9 - Viga com comprimento de 81,0 mm obtida pelo programa (local de placa): **a)** CUFSM; **b)** SAFIR.

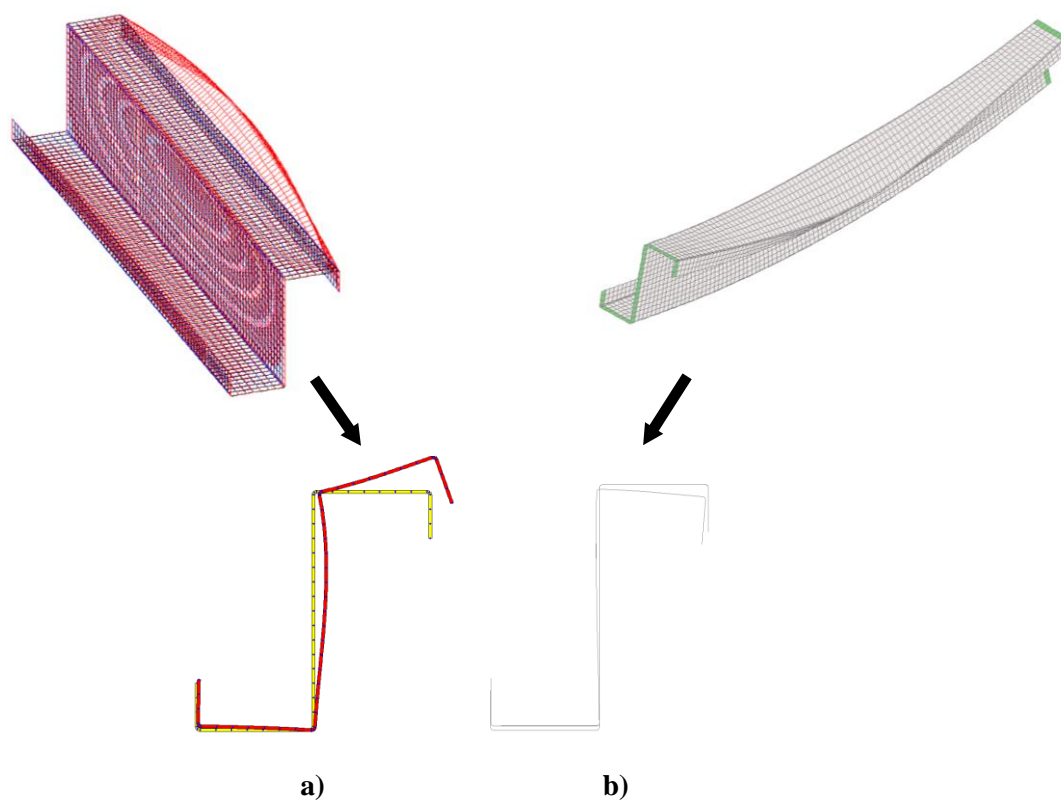


Figura 5.10 - Viga com comprimento de 817,4 mm obtida pelo programa (distorcional): **a)** CUFSM; **b)** SAFIR.

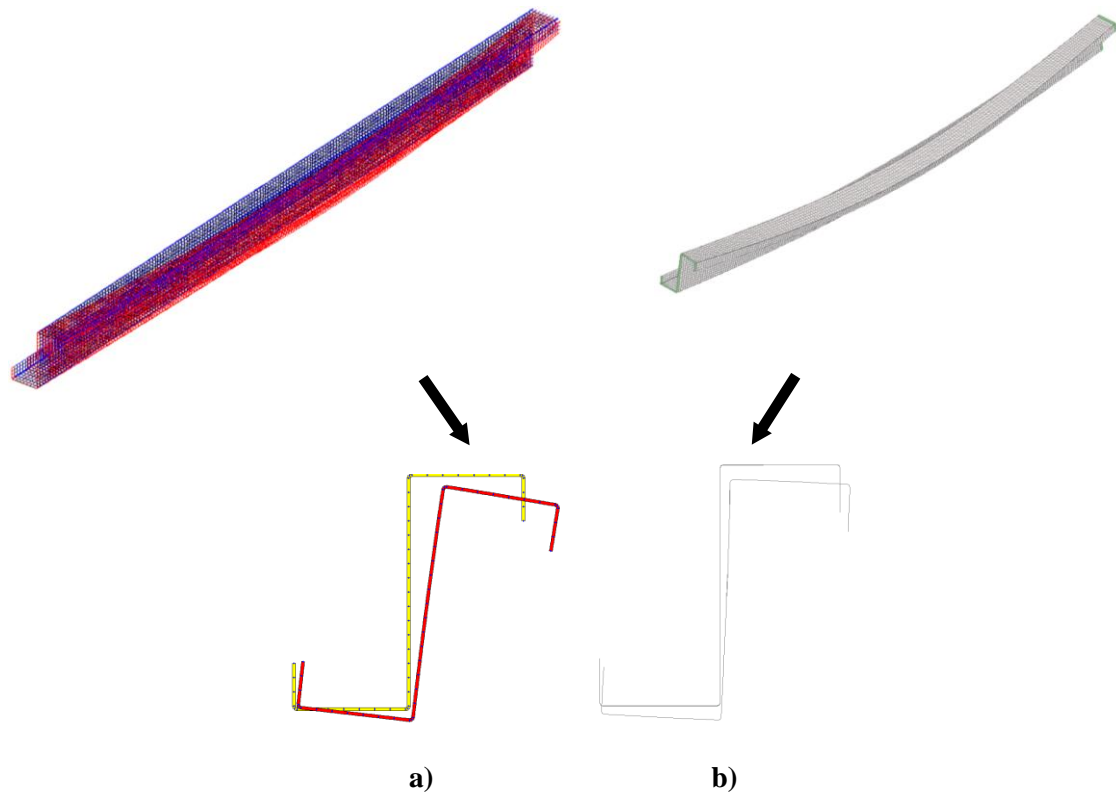


Figura 5.11 - Viga com comprimento de 2000 mm obtida pelo programa (global): **a)** CUFSM; **b)** SAFIR.

A instabilidade e os modos de encurvadura associados a perfis de parede fina, como já anteriormente referido e verificado pelas figuras anteriores, dependem e podem ser classificados em função do comprimento:

- Barra curta: a instabilidade ocorre num modo local;
- Barra intermédia: a instabilidade ocorre numa combinação de um modo local com modo global;
- Barra longa: a instabilidade ocorre num modo global.

5.5 IMPERFEIÇÕES

5.5.1 Considerações Gerais

Para o estudo rigoroso do comportamento da viga em Z a elevadas temperaturas, é necessário contabilizar os efeitos de segunda ordem, nomeadamente as imperfeições. As imperfeições podem ser ao nível geométrico (imperfeições geométricas), como ao nível material (tensões residuais).

5.5.2 Imperfeições Geométricas

As imperfeições geométricas estão relacionadas com o desvio do perfil da sua “geometria ideal”, onde a sua existência pode influenciar significativamente o seu comportamento de estabilidade, tanto no valor da carga crítica como nas próprias características da deformação.

Segundo o Capítulo 3 desta dissertação, as imperfeições geométricas podem ser abordadas de três formas. Numa dessas abordagens, em análises numéricas, a previsão das imperfeições geométricas consiste na sobreposição dos vários modos de instabilidade. Posto isto, as imperfeições geométricas, consideradas neste trabalho, serão reproduzidas através da forma da deformada transversal dos modos de instabilidade críticos obtidos pelo CUFSM, e posteriormente combinados.

Em termos regulamentares, as amplitudes das imperfeições consideradas foram limitadas pela norma EN1090 (CEN, 2008a).

Como se está perante uma análise numérica através de elementos finitos, o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-5 (CEN, 2006) recomenda a consideração de 80% da amplitude das imperfeições geométricas.

5.5.2.1 Imperfeições geométricas isoladas

Através da análise numérica da secção pelo CUFSM, retirou-se os comprimentos de semi-onda associados aos diversos modos de instabilidade críticos [Figura 5.12]. Sendo assim, as imperfeições geométricas iniciais consideradas foram as seguintes:

- Imperfeições geométricas correspondentes ao modo local de placa;
- Imperfeições geométricas correspondentes ao modo distorcional;
- Imperfeições geométricas correspondentes ao modo global;

Na direção longitudinal, considerou-se que a viga apresenta uma imperfeição geométrica do tipo sinusoidal, seguindo uma curva dada pela equação 7.1. O parâmetro “L” é o comprimento da semi-onda de cada imperfeição geométrica isolada em estudo.

$$y = \frac{L}{1000} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (7.1)$$

As imperfeições geométricas isoladas foram limitadas de acordo com o anexo D da norma EN 1090-2 (CEN, 2008b), consoante o tipo de imperfeição.

Para as imperfeições geométricas correspondentes ao modo global adotou-se o seguinte limite transversal:

$$\Delta = \pm \frac{L}{750} \quad (7.2)$$

Onde,

L é o comprimento longitudinal da viga em estudo.

Para perfis enformados a frio, a norma EN 1090-2 não estabelece limites transversais para imperfeições geométricas correspondentes ao modo local. Sendo assim, adotou-se os limites transversais, preconizados na mesma norma, para perfis soldados:

$$\Delta = \pm \frac{b}{100} \quad (7.3)$$

Onde,

b é o comprimento transversal da parede mais fletida da secção.

Na Figura 5.12 encontra-se representado uma comparação gráfica dos vários comprimentos de semi-onda considerados para as diversas imperfeições isoladas, para vigas até 1500 mm de comprimento. Na Figura 5.13 Figura 5.14 e Figura 5.15 encontram-se a configuração das imperfeições geométricas isoladas em 3D.

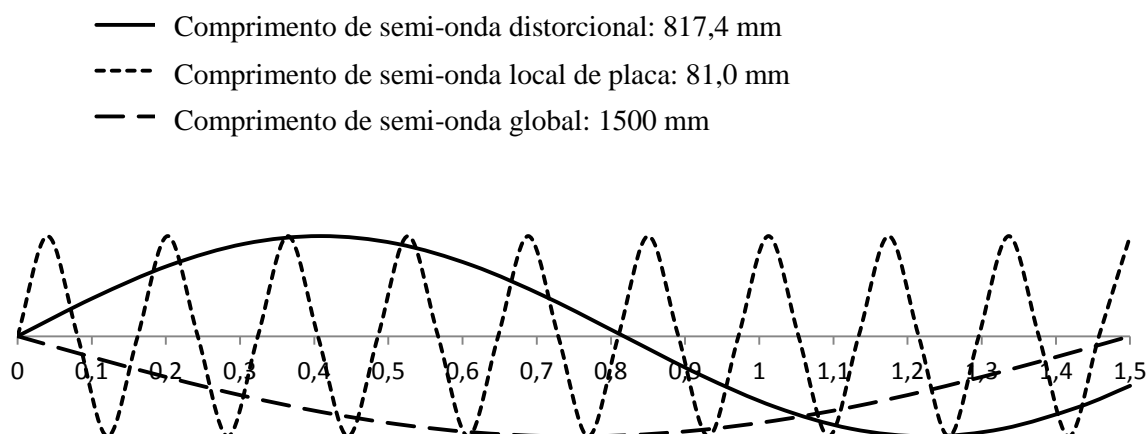


Figura 5.12 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas adotadas para uma viga até 1500 mm de comprimento.

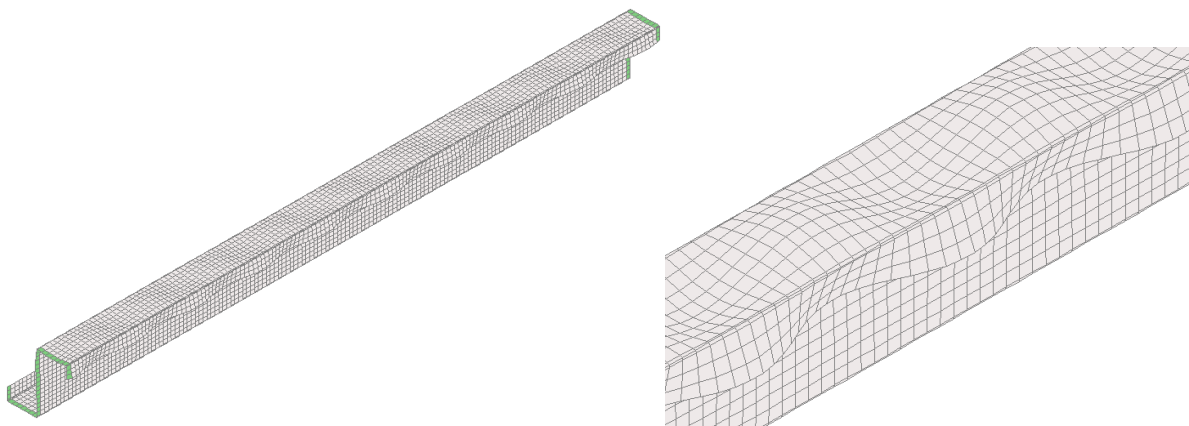


Figura 5.13 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas locais de placa para uma viga de 1500 mm de comprimento (imperfeições ampliadas 10 vezes à esquerda e 20 vezes à direita).

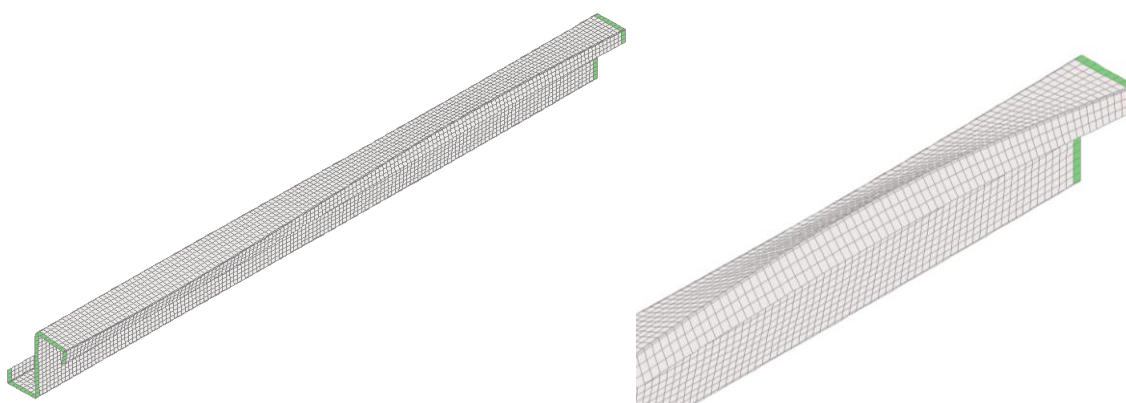


Figura 5.14 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas distorcionais para uma viga de 1500 mm de comprimento (imperfeições ampliadas 25 vezes à esquerda e 70 vezes à direita).

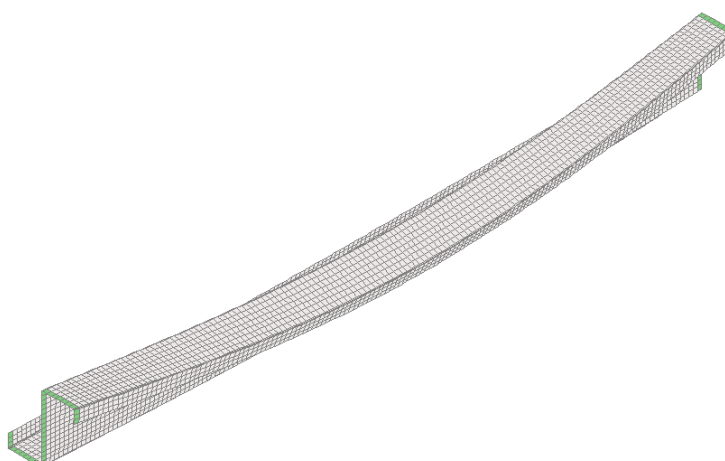


Figura 5.15 - Forma sinusoidal das imperfeições geométricas globais para uma viga de 1500 mm de comprimento (imperfeições ampliadas 25 vezes).

5.5.2.2 Imperfeições geométricas combinadas

Além da análise às imperfeições geométricas isoladas, é necessário fazer-se uma análise com as respetivas imperfeições combinadas, com o fim de se poder obter a pior configuração possível e assim, o pior cenário que resulte na mais baixa resistência final da viga. Assim sendo, é feita uma primeira análise à influência que cada imperfeição geométrica isolada provoca na viga e, posteriormente, a respetiva combinação. A combinação de imperfeições tem a mesma função de uma combinação de ações mecânicas numa estrutura, ou seja, o objetivo é sempre procurar a pior situação.

A metodologia preconizada no anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-5 (CEN, 2006), recomenda a seguinte combinação:

- 1º) Escolher a imperfeição isolada principal, aquela que dá valores mais baixos de resistência;
- 2º) As restantes imperfeições isoladas são secundárias e devem ser reduzidas em 70%;
- 3º) Somar as imperfeições isoladas principais com as imperfeições isoladas secundárias.

Depois de feita uma primeira análise, e de forma geral, verificou-se que para comprimentos pequenos de viga, as imperfeições locais de placa isoladas produzem uma maior influência da resistência da viga, e as imperfeições globais isoladas para comprimentos longos. Esta constatação era expectável, visto que à instabilidade local ocorre para “barras curtas” e a instabilidade global para “barras longas”.

Assim sendo, considerou-se as seguintes situações de combinação:

- Combinação de imperfeições geométricas locais de placa e globais: Para comprimentos pequenos (até 2 m), as imperfeições locais de placa são principais e as imperfeições globais as secundárias. Para comprimentos intermédios e longos (maiores que 2 m), as imperfeições globais são principais e as imperfeições locais de placa secundárias;
- Combinação de imperfeições geométricas locais de placa, distorcionais e globais: Para comprimentos pequenos (até 2 m), as imperfeições locais de placa são principais e as imperfeições distorcionais e globais as secundárias. Para comprimentos intermédios e longos (maiores que 2 m), as imperfeições globais são principais e as imperfeições locais de placa e distorcionais as secundárias.

5.5.3 Tensões Residuais

Além das imperfeições geométricas consideradas, foram também consideradas as imperfeições a nível material, nomeadamente, a existência de tensões residuais no perfil enformado a frio.

As tensões residuais podem ser idealizadas como sendo a soma de dois tipos: (i) tensões residuais de membrana e (ii) tensões residuais de flexão. As tensões residuais de membrana por serem geralmente pequenas, em comparação com as tensões residuais de flexão, foram desprezadas neste estudo. De notar que, e por simplificação, como as tensões residuais de membrana foram ignoradas, o aumento de tensão de cedência foi igualmente ignorado.

Apesar de não existir muito consenso quanto à forma de contabilização das tensões residuais nos elementos enformados a frio, adotou-se o método publicado por Schafer e Peköz (1998), já referido no Capítulo 1.2.3.2 desta dissertação.

Nas paredes da secção transversal, foi considerado a existência de uma distribuição de tensões residuais de flexão de $0,17 \cdot f_y$ e $0,08 \cdot f_y$ para as paredes interiores e em consola da secção respetivamente, onde variam linearmente ao longo da espessura da parede. Nos cantos, a tensão residual máxima na superfície interna e externa é dada por $-0,33 \cdot f_y \cdot (2t_i/t)$ e $+0,33 \cdot f_y \cdot (2t_i/t)$ respetivamente, onde t_i e t_o encontram-se definidos nas equações 1.1 e 1.2.

Esta distribuição é referente aos valores anteriormente tabelados para a quinagem, visto este ser o processo de enformagem a frio mais utilizado.

As tensões residuais foram aplicadas aos modelos sem imperfeições geométricas e com imperfeições geométricas combinadas, visto serem estas que apresentam resistências mais baixas.

5.6 RESULTADOS OBTIDOS PELO SAFIR

5.6.1 Considerações Gerais

O procedimento adotado pelo programa de elementos finitos SAFIR na simulação numérica é conduzido no domínio da resistência, ou seja, deixa-se estabilizar o efeito da temperatura na viga em teste, impondo a partir desse instante uma temperatura constante especificada (20°C, 350°C, 500°C ou 600°C) ao longo do tempo. A partir desse momento, é aplicada a solicitação mecânica até ao colapso da viga e retirado o respetivo valor.

5.6.2 Cálculo da Resistência

Como já demonstrado no capítulo da definição do modelo numérico, a solicitação mecânica consiste na aplicação de um momento fletor em torno do eixo $y-y$.

Visto que a secção em estudo não é simétrica em relação aos eixos $y-y$ e $z-z$, adotados através da convenção do Eurocódigo 3 (eixo dos $z-z$ paralelo à alma, eixo dos $y-y$ perpendicular à alma), coloca-se a dúvida de quais os eixos a considerar, se são os eixos principais centrais de inércia ou os eixos $y-y$ e $z-z$ anteriormente referidos, para a verificação da resistência. Através de uma pesquisa em ambas as partes do Eurocódigo 3, parte 1-1 (CEN, 2005a) e parte 1-3 (CEN, 2004), conclui-se que existe uma certa contradição de ambas as partes. A parte 1-1 refere que os eixos a serem considerados na utilização das fórmulas deverão ser os principais centrais de inércia, $u-u$ e $v-v$, quando os eixos $y-y$ e $z-z$ não são eixos principais centrais de inércia. Contudo, a parte 1-3 destinada a perfis enformados a frio, remete já para a utilização dos eixos $y-y$ e $z-z$, segundo a convenção presente no início da respetiva parte do Eurocódigo 3.

Posto isto, e sendo que ambas as partes do Eurocódigo 3 se intersectam em metodologias de cálculo, adotou-se as seguintes convenções para a verificação da resistência do elemento:

- (i) Eixos principais centrais de inércia ($u-u$ e $v-v$), segundo o Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a). Método de cálculo apoiado pela tese de mestrado de Veríssimo (Veríssimo, 2008) [Capítulo 5.63];
- (ii) Eixos $y-y$ e $z-z$, segundo o Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004). Método de cálculo apoiado pelo livro de Dubina *et al.* (Dubina *et al.*, 2012) [Capítulo 5.64].

A verificação da resistência do elemento, segundo os eixos principais, consiste primeiramente na decomposição do momento fletor aplicado na secção segundo esses eixos, e posteriormente aplicadas as equações 3.16 e 3.17 para a temperatura ambiente e as equações 3.33 e 3.34 para elevadas temperaturas respetivamente, com o fim de verificar a segurança.

A verificação da segurança segundo os eixos $y-y$ e $z-z$ consiste na aplicação da equação 3.7 e 3.24 para a temperatura ambiente e elevadas temperaturas.

5.6.3 Flexão Segundo $u-u$ e $v-v$

5.6.3.1 Propriedades da secção

As propriedades expostas de seguida foram calculadas segundo o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004) para a secção bruta idealizada e efetiva idealizada, sujeita a flexão

desviada. O processo de obtenção das propriedades encontra-se descrito no anexo C desta dissertação.

A secção adotada para este estudo apresenta a seguinte configuração e respectivas dimensões [Figura 5.16]:

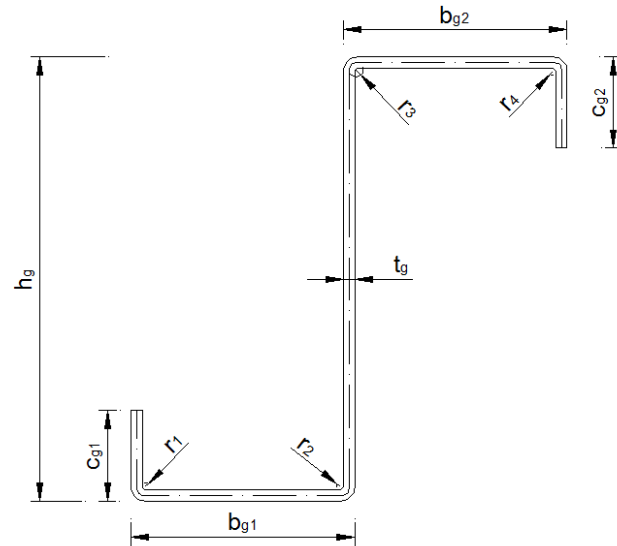


Figura 5.16 - Dimensões geométricas da secção Z (secção bruta real).

Dimensões da secção bruta real:

- $h_g = 155 \text{ mm}$
- $b_{g1} = b_{g2} = 77 \text{ mm}$
- $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = 2 \text{ mm}$
- $t_g = 2 \text{ mm}$
- $c_{g1} = c_{g2} = 31 \text{ mm}$

Propriedades da secção bruta idealizada:

- $A_s = 719,12 \text{ mm}^2$
- $I_y = 2762112,34 \text{ mm}^4$
- $I_u = 3576723,75 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1214045,45 \text{ mm}^4$
- $I_v = 399434,05 \text{ mm}^4$
- $W_u = 34126,62 \text{ mm}^3$
- $\alpha = -30,42^\circ$
- $W_v = 9512,60 \text{ mm}^3$
- $z_{0,cg} = 76,50 \text{ mm}$
- $y_{0,cg} = 0,00 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_u (instabilidade local)

- $A_s = 716,13 \text{ mm}^2$
- $I_y = 2755470,00 \text{ mm}^4$
- $I_u = 3558318,09 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1197314,71 \text{ mm}^4$
- $I_v = 394466,62 \text{ mm}^4$
- $W_{\text{eff},u} = 33869,65 \text{ mm}^3$

- $\alpha = -30,25^\circ$
- $z_{0,cg} = 76,30 \text{ mm}$
- $W_{eff,v} = 9475,01 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = -0,31 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_v (instabilidade local)

- $A_s = 716,13 \text{ mm}^2$
- $I_u = 3558318,09 \text{ mm}^4$
- $I_v = 394466,62 \text{ mm}^4$
- $\alpha = -30,25^\circ$
- $z_{0,cg} = 76,70 \text{ mm}$
- $I_y = 2755470,00 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1197314,71 \text{ mm}^4$
- $W_{eff,u} = 33869,65 \text{ mm}^3$
- $W_{eff,v} = 9475,01 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = 0,31 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_u (instabilidade distorcional)

- $A_s = 699,81 \text{ mm}^2$
- $I_u = 3408850,21 \text{ mm}^4$
- $I_v = 387550,53 \text{ mm}^4$
- $\alpha = -29,77^\circ$
- $z_{0,cg} = 74,57 \text{ mm}$
- $I_y = 2664161,98 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1132238,75 \text{ mm}^4$
- $W_{eff,u} = 31843,47 \text{ mm}^3$
- $W_{eff,v} = 8947,94 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = -1,74 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_v (instabilidade distorcional)

- $A_s = 704,91 \text{ mm}^2$
- $I_u = 3451795,40 \text{ mm}^4$
- $I_v = 385024,57 \text{ mm}^4$
- $\alpha = -29,68^\circ$
- $z_{0,cg} = 77,81 \text{ mm}$
- $I_y = 2699895,81 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1136924,16 \text{ mm}^4$
- $W_{eff,u} = 32459,99 \text{ mm}^3$
- $W_{eff,v} = 8869,47 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = 1,48 \text{ mm}$

5.6.3.2 Influência das imperfeições geométricas na resistência

Neste capítulo é feita uma comparação numérica, para as diversas temperaturas em estudo, com e sem imperfeições geométricas isoladas e combinadas com o intuito de avaliar a sua influência [Figura 5.17, Figura 5.18, Figura 5.19 e Figura 5.20].

Nos gráficos seguintes é demonstrado a comparação de resultados obtidos, em que o valor unitário das ordenadas corresponde à fronteira estabelecida pelo Eurocódigo 3 para a verificação da segurança. A leitura dessa fronteira, neste caso, é feita de forma inversa ao habitual, ou seja, se os resultados forem maiores ou igual a 1,0, a viga encontra-se “em segurança”, caso contrário, a viga encontra-se “fora da segurança”.

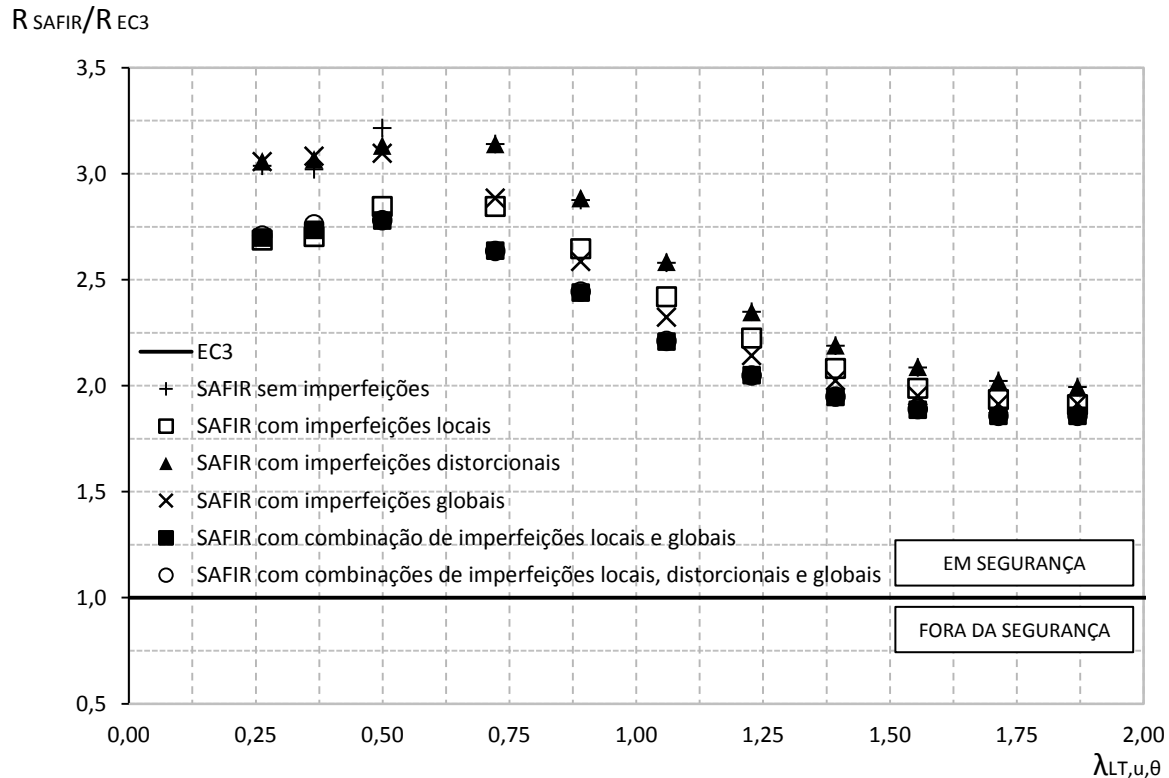


Figura 5.17 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem imperfeições geométricas.

R_{SAFIR}/R_{EC3}

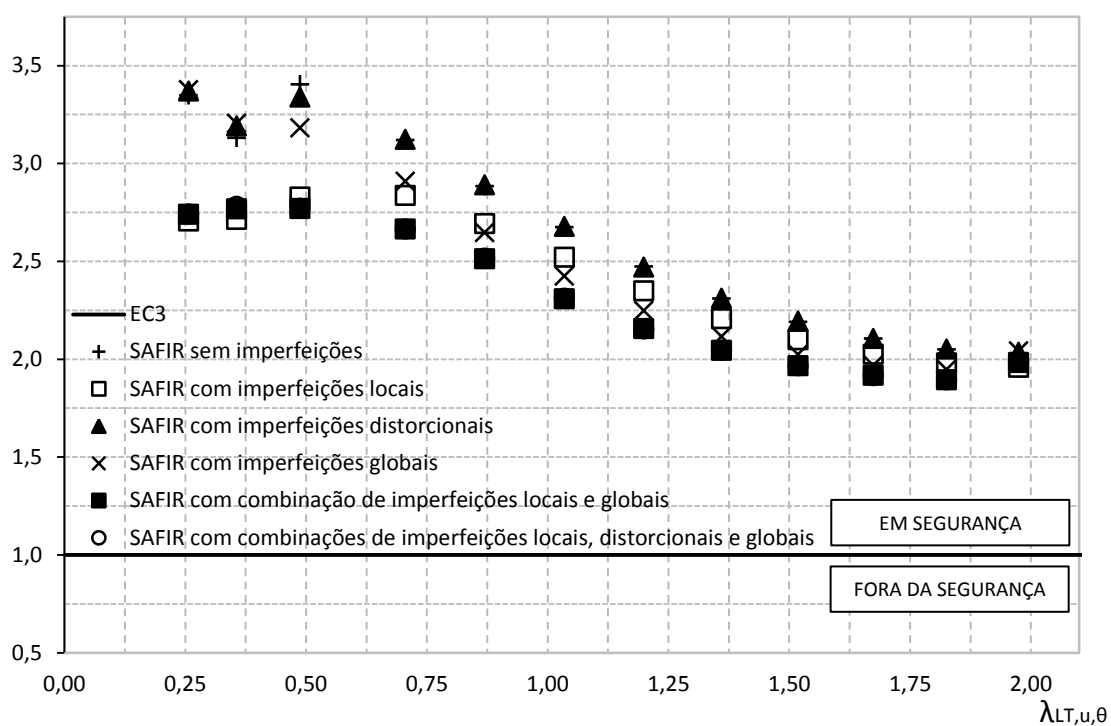


Figura 5.18 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem imperfeições geométricas.

R_{SAFIR}/R_{EC3}

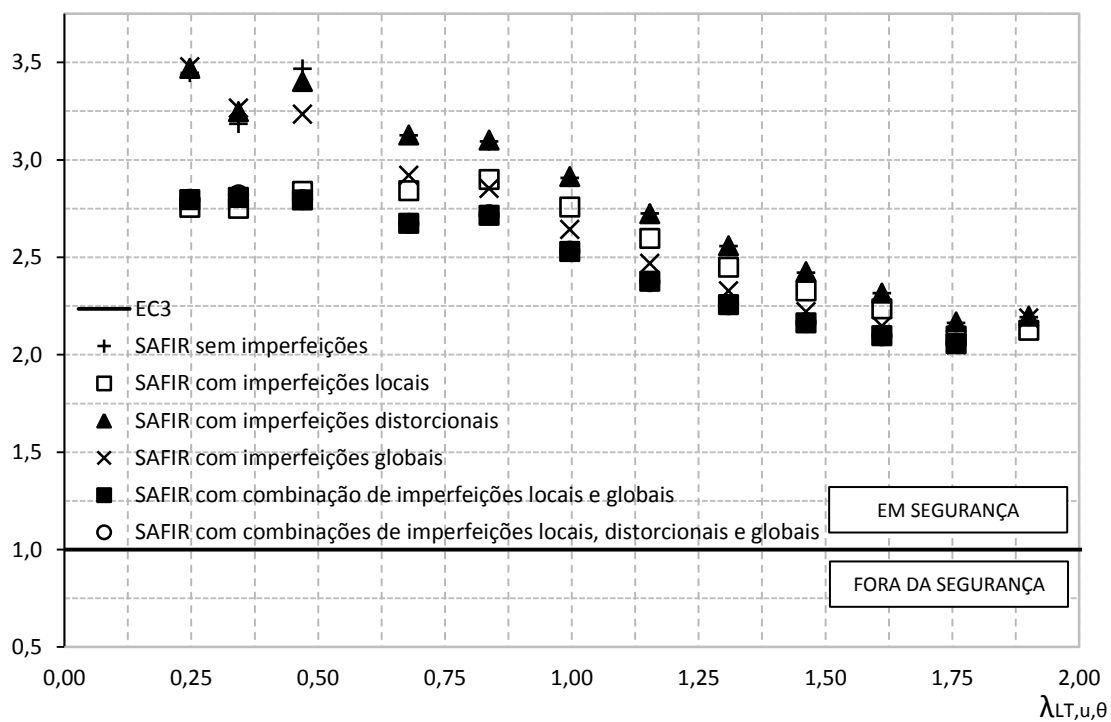


Figura 5.19 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem imperfeições geométricas.

R_{SAFIR}/R_{EC3}

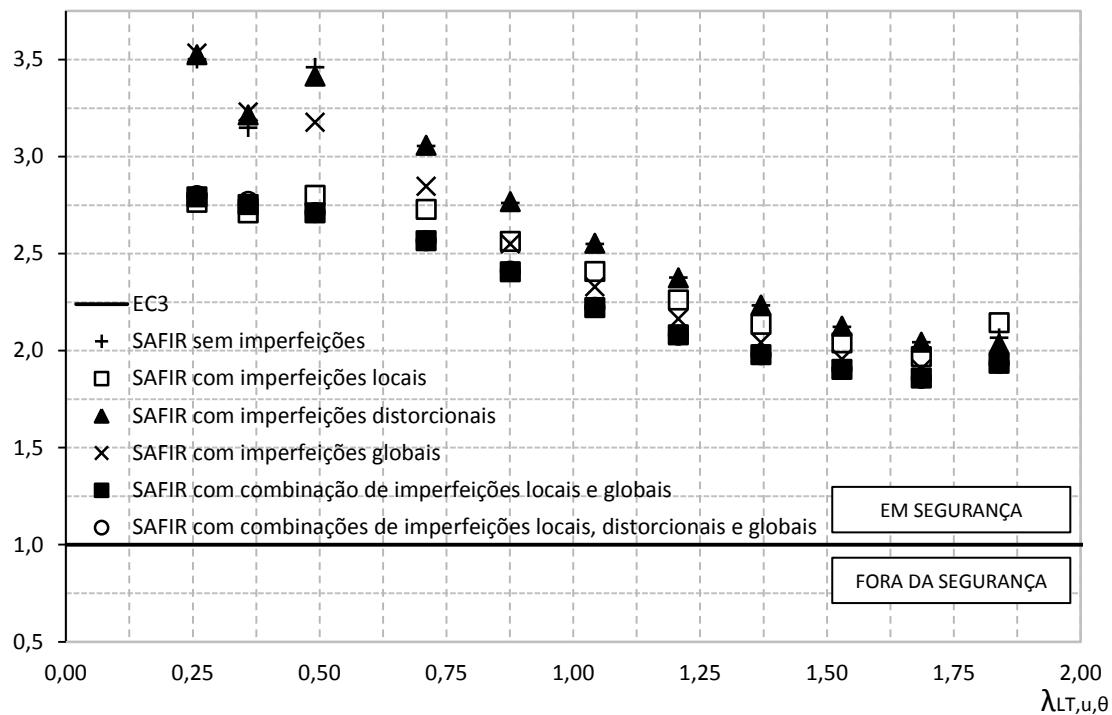


Figura 5.20 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem imperfeições geométricas.

Dos gráficos anteriores, é de destacar que para elevadas temperaturas e temperatura ambiente, os resultados encontram-se bastante afastados do limite de verificação proposto pelo Eurocódigo 3. Estas diferenças em ambas as verificações para as diversas temperaturas encontram-se do lado da segurança, apesar de demasiado conservativas. De realçar que os resultados obtidos, para a temperatura ambiente, apesar de ainda distantes da verificação exigida pelo Eurocódigo 3, são os que mais se aproximam desta, em comparação com os resultados a elevadas temperaturas.

Em relação à influência das imperfeições geométricas na viga, na comparação dos resultados à temperatura ambiente com os resultados a elevadas temperaturas, verifica-se uma maior convergência entre os resultados com e sem imperfeições geométricas à temperatura ambiente. Apesar disso, essa “distância de convergência” é ainda significativa e diminuída à medida que a esbelteza adimensional da viga é aumentada.

De forma geral, é de notar que o modelo sem imperfeições apresenta maior resistência em comparação com os modelos com imperfeições geométricas. Dentro do campo das imperfeições geométricas, as imperfeições combinadas são aquelas que apresentam uma maior influência na perda de resistência da viga, comparativamente com as imperfeições geométricas isoladas. Essa influência é maior para comprimentos de viga pequenos

(esbeltezas adimensionais pequenas), em comparação com o modelo sem imperfeições, a variação é de 18% e 16% para elevadas temperaturas e temperatura ambiente respetivamente. Com o aumento da esbelteza adimensional da viga, a influência das imperfeições geométricas vai diminuindo apesar de ser ainda significativa na redução da carga última.

Em relação às imperfeições isoladas, é de realçar que as imperfeições geométricas distorcionais pouco influenciaram na resistência no elemento, permanecendo muito próximas do modelo sem imperfeições. Posto isto, é previsível e lógico que os resultados obtidos através das duas combinações de imperfeições geométricas fossem praticamente idênticas, como se veio a constatar. Já as imperfeições locais de placa isoladas fazem com que haja uma perda de resistência acentuada para esbeltezas adimensionais pequenas, em comparação com o modelo sem imperfeições, como seria de esperar. Para esbeltezas adimensionais intermédias e elevadas da viga, as imperfeições geométricas isoladas globais assumem uma influência maior na resistência do elemento.

5.6.3.3 Influência das tensões residuais na resistência

Neste capítulo são apresentados os resultados tendo em conta as tensões residuais na viga para as diversas temperaturas. É demonstrado primeiramente a influência das tensões residuais na viga sem imperfeições geométricas. Posteriormente é feita a análise comparativa com a viga com combinações de imperfeições geométricas com e sem tensões residuais [Figura 5.21, Figura 5.22, Figura 5.23 e Figura 5.24].

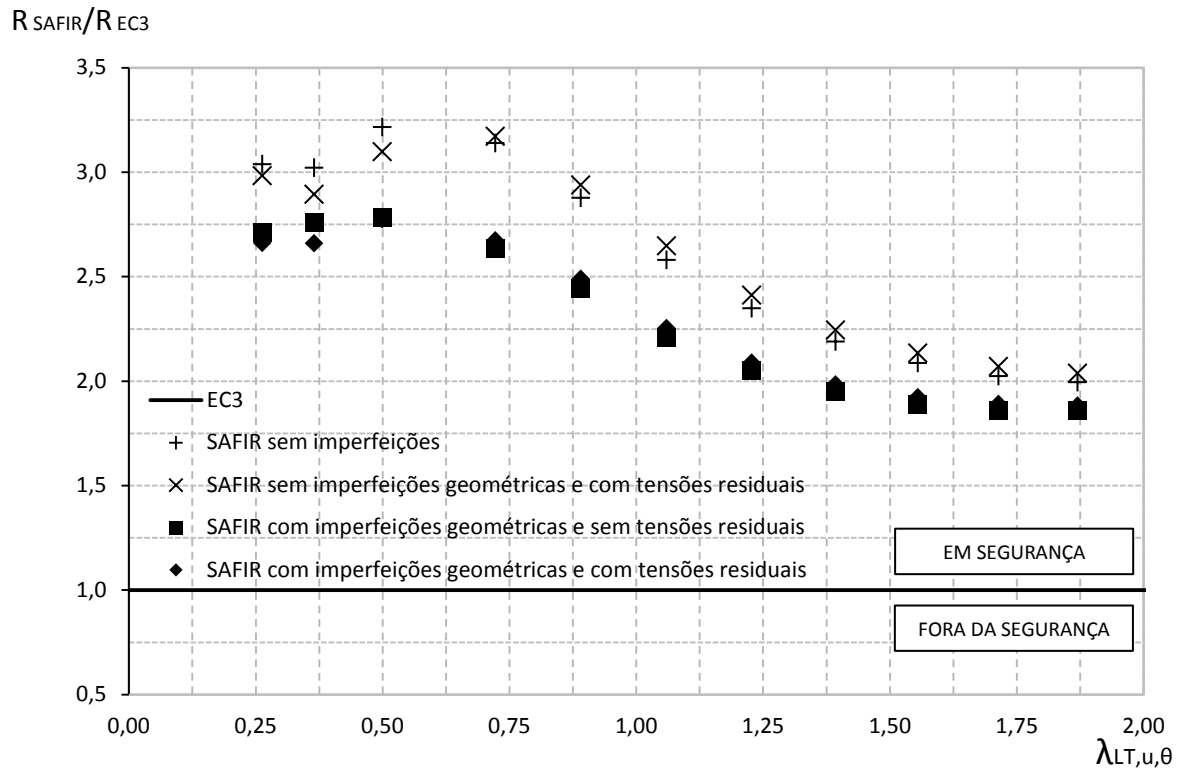


Figura 5.21 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

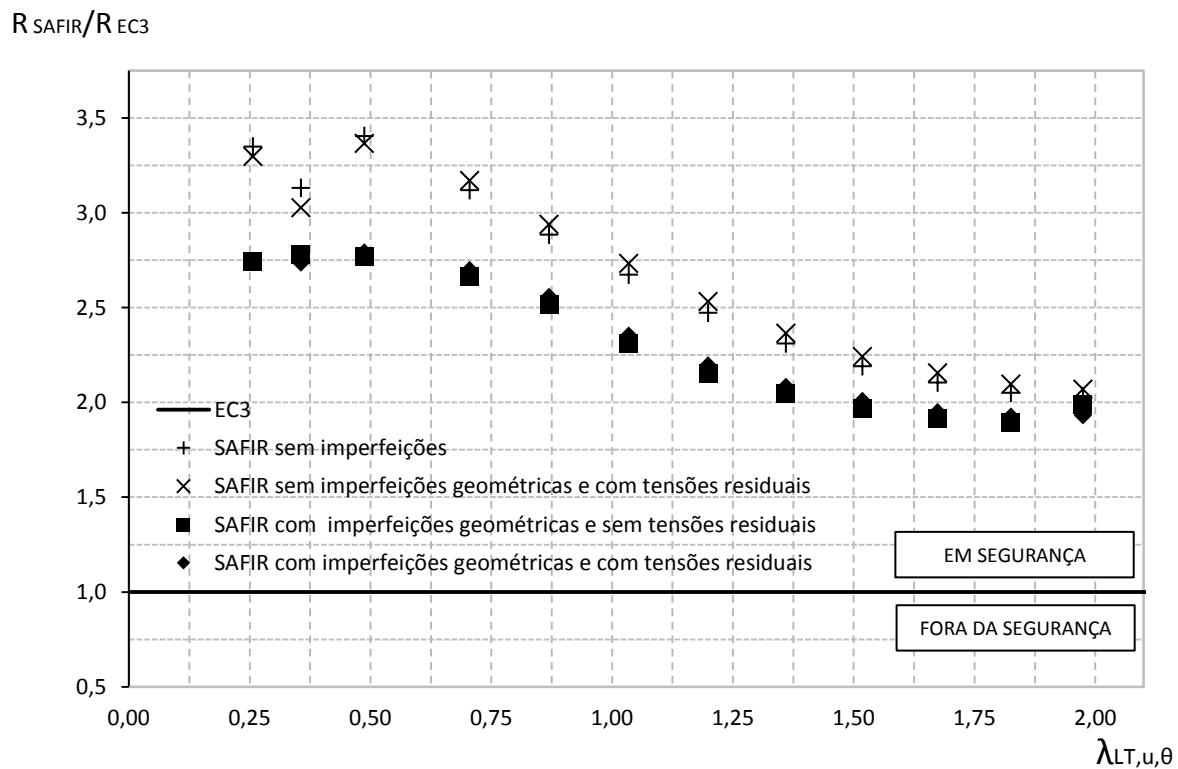


Figura 5.22 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

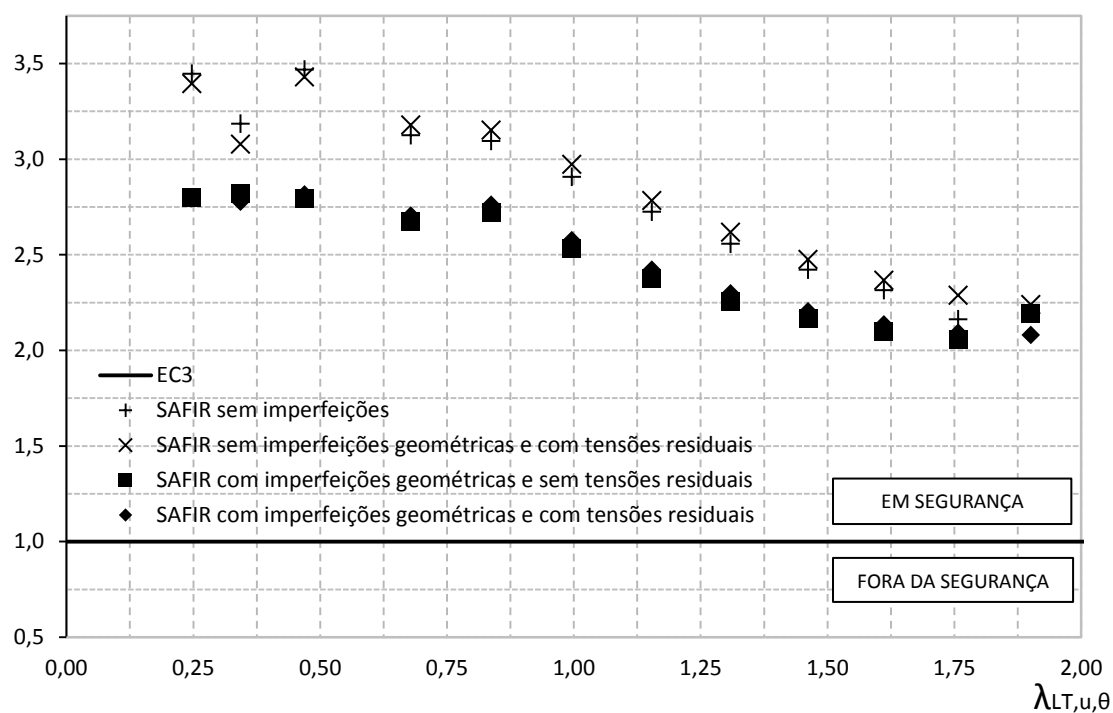
R_{SAFIR}/R_{EC3} 

Figura 5.23 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

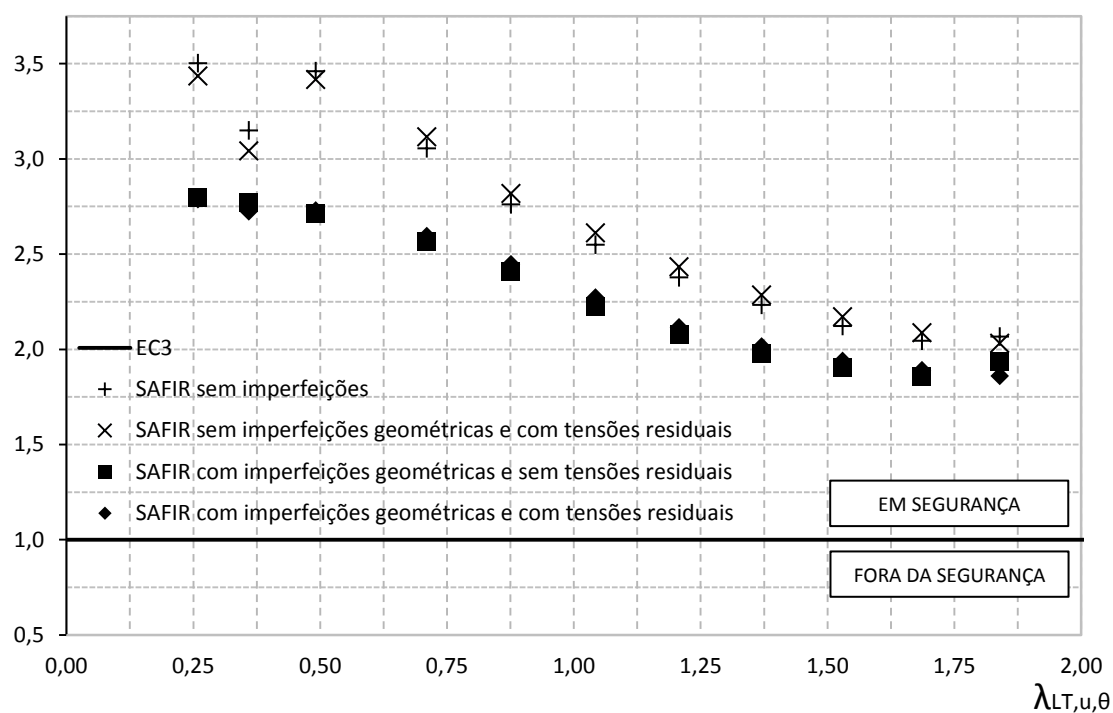
 R_{SAFIR}/R_{EC3} 

Figura 5.24 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

A influência das tensões residuais nos modelos com e sem imperfeições geométricas é baixa no do valor da resistência final da viga. Para esbeltezas adimensionais reduzidas, o efeito das tensões residuais nas vigas faz baixar a sua resistência, enquanto para esbeltezas adimensionais intermédias e elevadas, verifica-se precisamente o contrário. Posto isto, é possível concluir que as tensões residuais pouco influenciam no estudo em causa, podendo mesmo ser desprezadas para vigas com esbeltezas adimensionais intermédias e elevadas, com ou sem imperfeições geométricas. Para esbeltezas adimensionais reduzidas, a influência das tensões residuais na carga última da viga é à volta de 5% e 3% à temperatura ambiente e a elevadas temperaturas, respetivamente.

5.6.4 Flexão Segundo y-y e z-z

5.6.4.1 Propriedades da secção

As propriedades expostas de seguida foram calculadas segundo o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004) para a secção bruta idealizada e efetiva idealizada, sujeita a flexão simples segundo o eixo y-y.

O processo de obtenção das propriedades é idêntico ao já feito para a flexão segundo os eixos principais, daí o processo de cálculo não ser exposto.

A secção adotada para este estudo apresenta a seguinte configuração e respetivas dimensões [Figura 5.16]:

Dimensões da secção bruta real:

- $h_g = 155 \text{ mm}$
- $b_{g1} = b_{g2} = 77 \text{ mm}$
- $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = 2 \text{ mm}$
- $t_g = 2 \text{ mm}$
- $c_{g1} = c_{g2} = 31 \text{ mm}$

Propriedades da secção bruta idealizada:

- $A_s = 719,12 \text{ mm}^2$
- $I_y = 2762112,34 \text{ mm}^4$
- $I_u = 3576723,75 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1214045,45 \text{ mm}^4$
- $I_v = 399434,05 \text{ mm}^4$
- $z_{0,cg} = 76,50 \text{ mm}$
- $\alpha = -30,42^\circ$
- $y_{0,cg} = 00,00 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_y (instabilidade local)

- $A_s = 696,99 \text{ mm}^2$
- $I_u = 3387425,61 \text{ mm}^4$
- $I_v = 382660,30 \text{ mm}^4$
- $\alpha = -29,97^\circ$
- $z_{0,cg} = 76,30 \text{ mm}$
- $I_y = 2637680,78 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1132405,13 \text{ mm}^4$
- $W_{eff,y} = 33150,21 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = -1,60 \text{ mm}$

Propriedades da secção efetiva idealizada devido a M_y (instabilidade distorcional)

- $A_s = 689,95 \text{ mm}^2$
- $I_u = 3331187,93 \text{ mm}^4$
- $I_v = 385528,36 \text{ mm}^4$
- $\alpha = -29,88^\circ$
- $z_{0,cg} = 73,66 \text{ mm}$
- $I_y = 2600312,86 \text{ mm}^4$
- $I_z = 1116403,43 \text{ mm}^4$
- $W_{eff,y} = 32366,68 \text{ mm}^3$
- $y_{0,cg} = -2,16 \text{ mm}$

5.6.4.2 Influência das imperfeições geométricas na resistência

Neste capítulo é feita uma comparação numérica, para as diversas temperaturas em estudo, com e sem imperfeições geométricas isoladas e combinadas [Figura 5.25, Figura 5.26, Figura 5.27 e Figura 5.28].

Nos gráficos seguintes é demonstrado a comparação de resultados obtidos, em que a curva “EC3” representa a curva de encurvadura lateral preconizada no Eurocódigo 3. Para o caso em estudo, todos os valores coincidentes e acima da curva estarão “em segurança”, caso contrário, estarão “fora da segurança”.

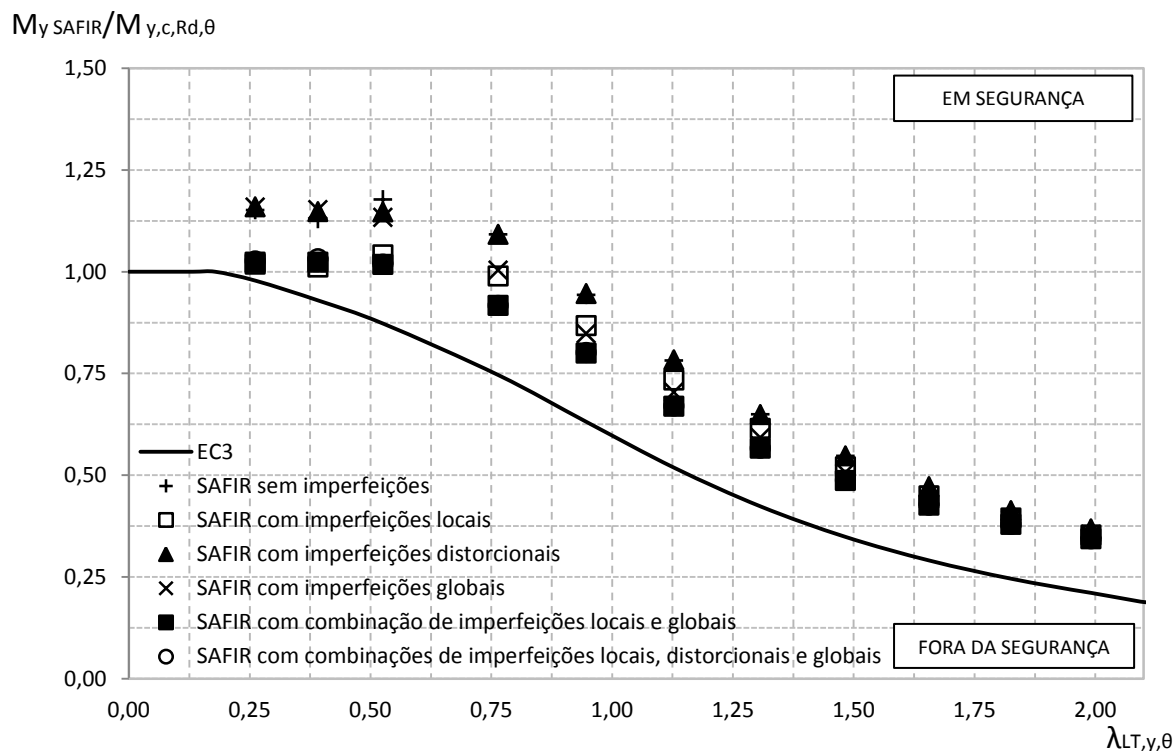


Figura 5.25 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem imperfeições geométricas.

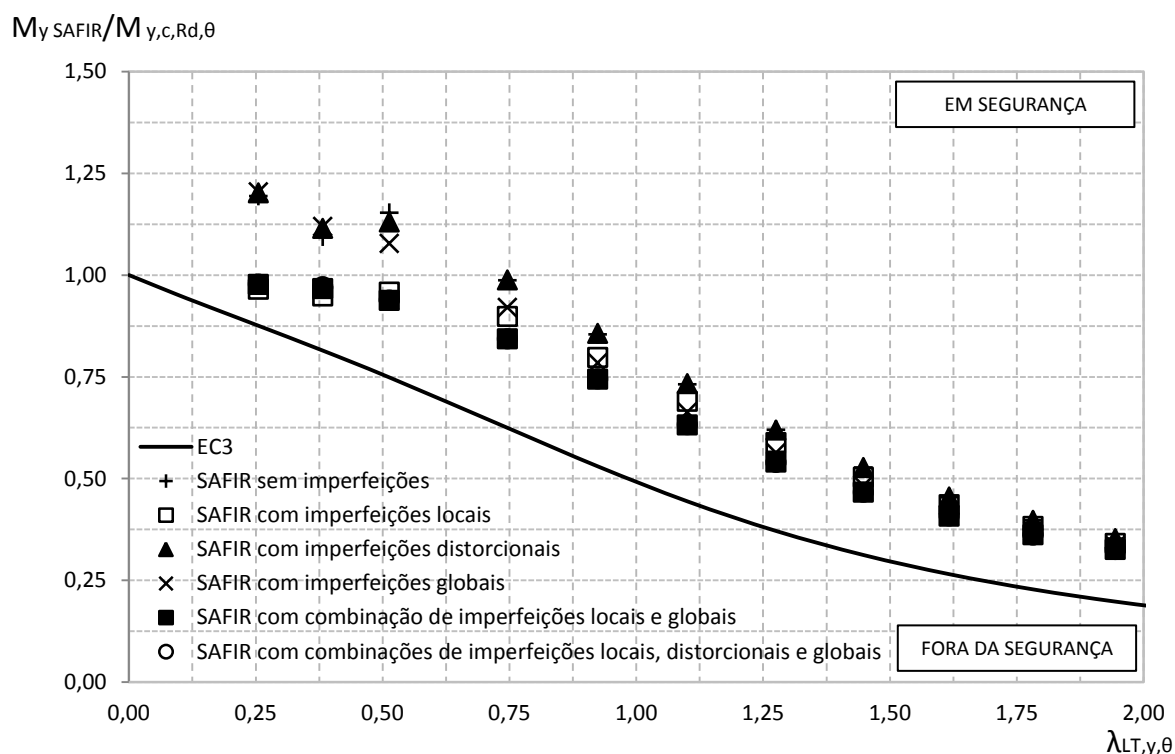


Figura 5.26 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem imperfeições geométricas.

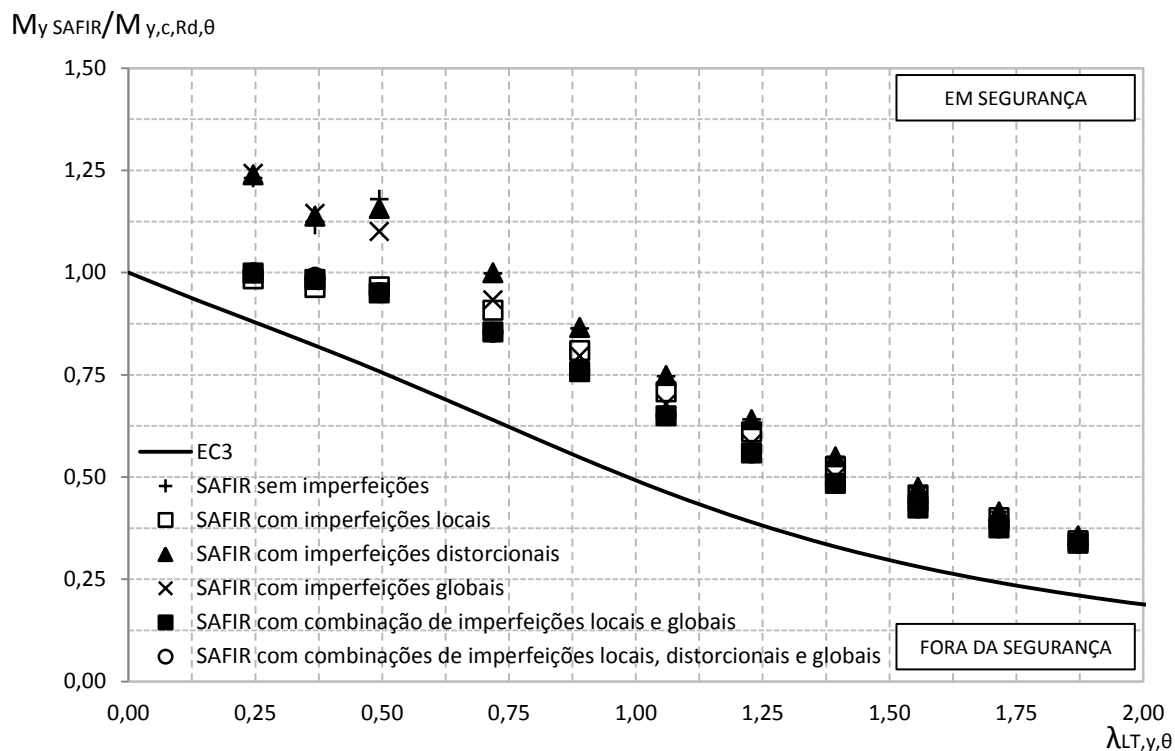


Figura 5.27 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem imperfeições geométricas.

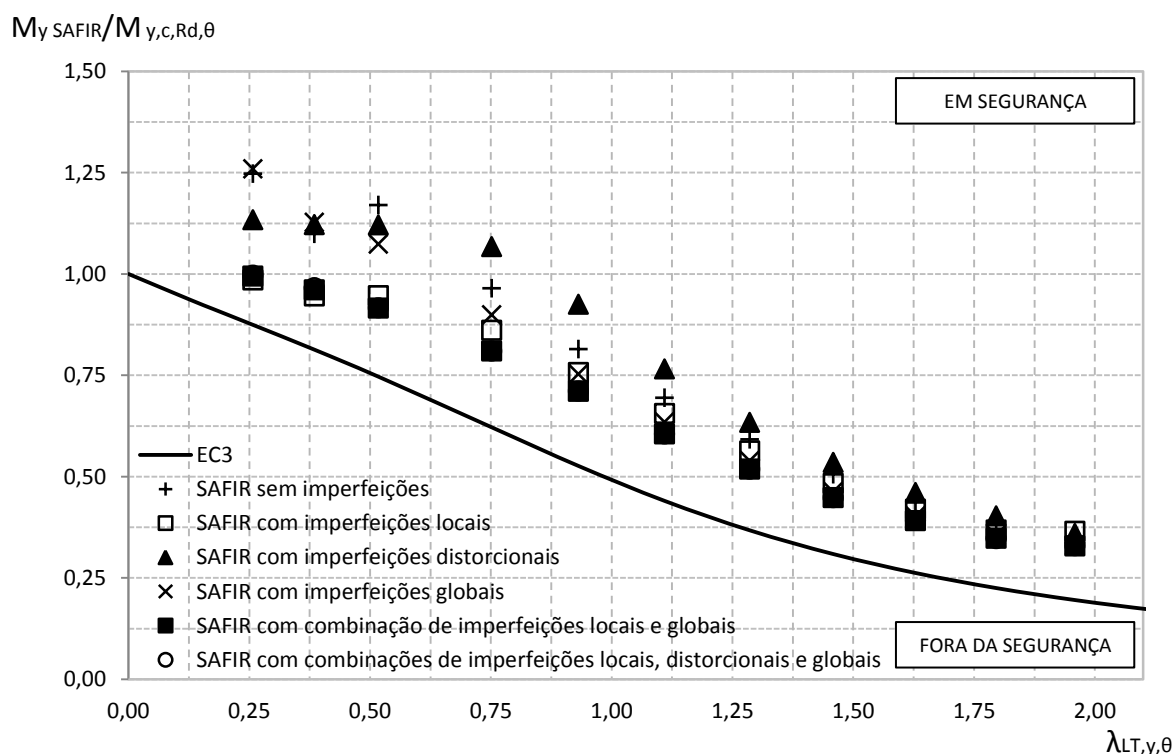


Figura 5.28 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem imperfeições geométricas.

A discussão e comparação de resultados entre si, dos gráficos anteriores expostos, não serão feitas, porque a relação entre resultados obtidos pelo SAFIR são iguais, independentemente da

temperatura, comprimento ou imperfeições existentes na viga, em relação ao capítulo da flexão segundos os eixos principais.

Contudo, é importante destacar que a verificação à estabilidade do elemento, segundo os eixos $y-y$ e $z-z$, leva a resultados, ainda que conservativos, mais próximos da curva preconizada do Eurocódigo 3, dando a ideia de existência de um patamar acima dessa curva. Esta aproximação, dos resultados obtidos pelo SAFIR à curva preconizada pelo Eurocódigo 3, afasta-se claramente do elevado conservadorismo demonstrado aquando da verificação à estabilidade do elemento segundo os eixos principais centrais de inércia.

Todos os resultados obtidos pelo SAFIR estão sempre acima da curva regulamentar prevista, onde para os modelos sujeitos a elevadas temperaturas, esta diferença é aumentada significativamente, levando a resultados demasiadamente conservativos.

5.6.4.3 Influência das tensões residuais na resistência

Neste capítulo é demonstrado a influência das tensões residuais no modelo sem imperfeições geométricas e no modelo com combinação de imperfeições geométricas [Figura 5.29, Figura 5.30, Figura 5.31 e Figura 5.32].

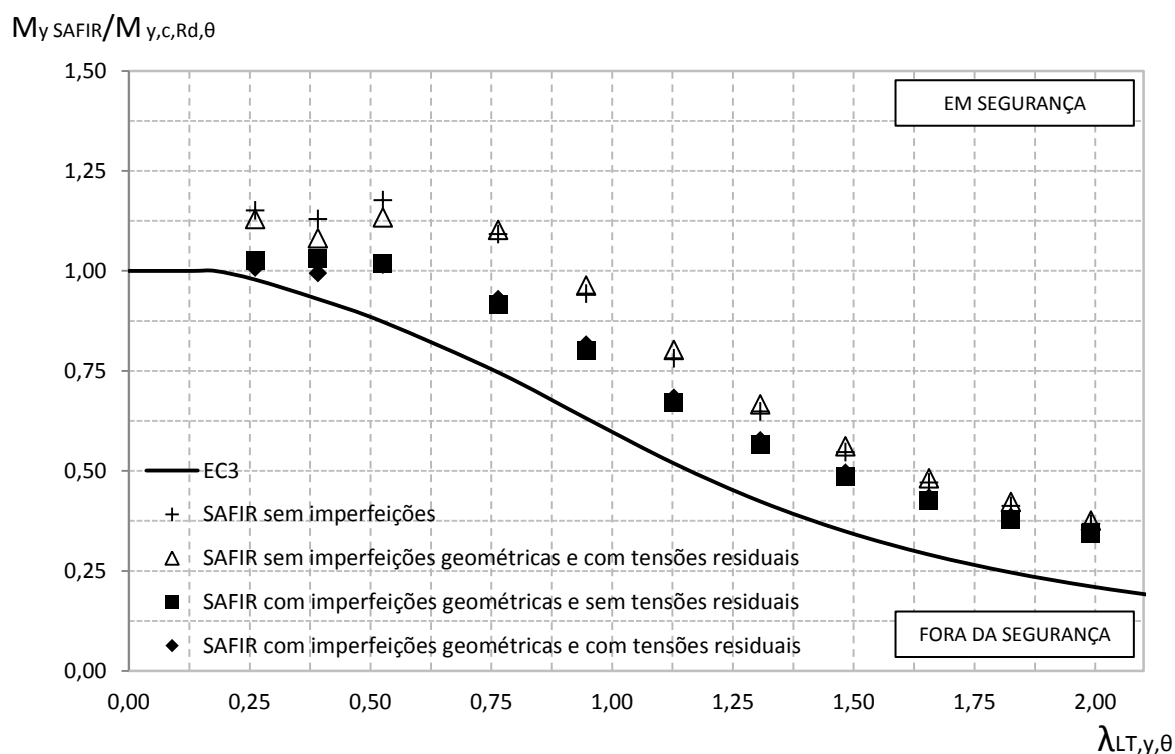


Figura 5.29 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.

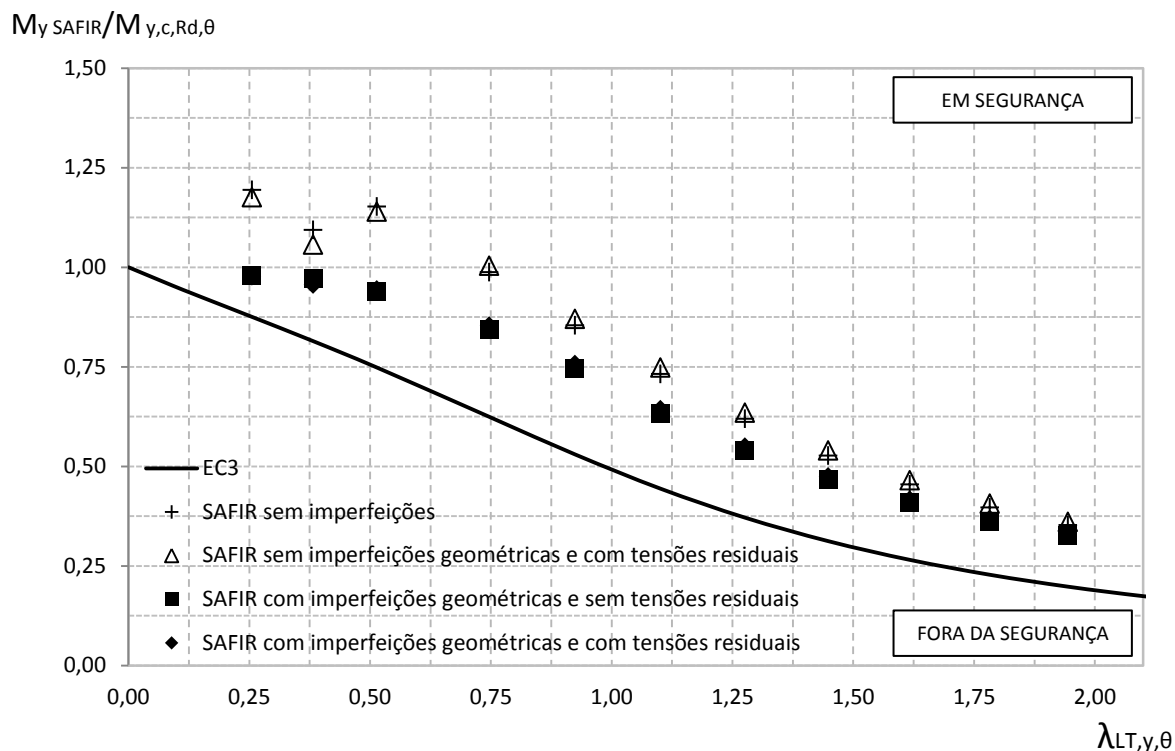


Figura 5.30 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.

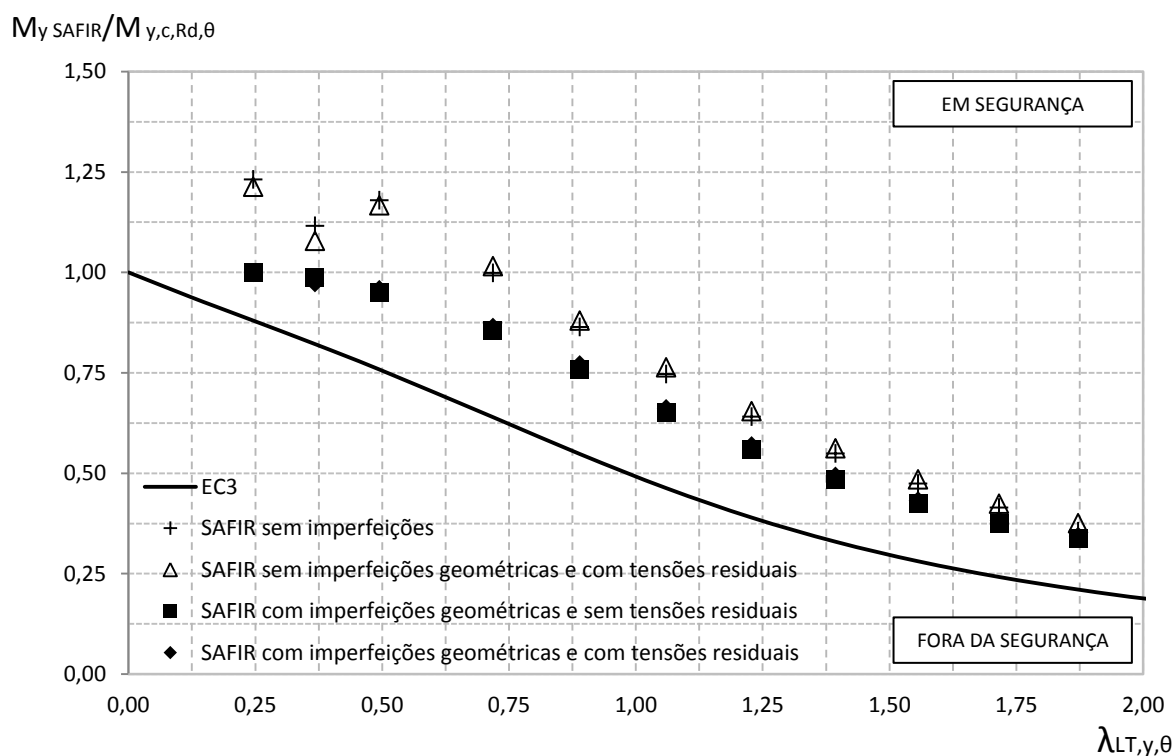


Figura 5.31 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.

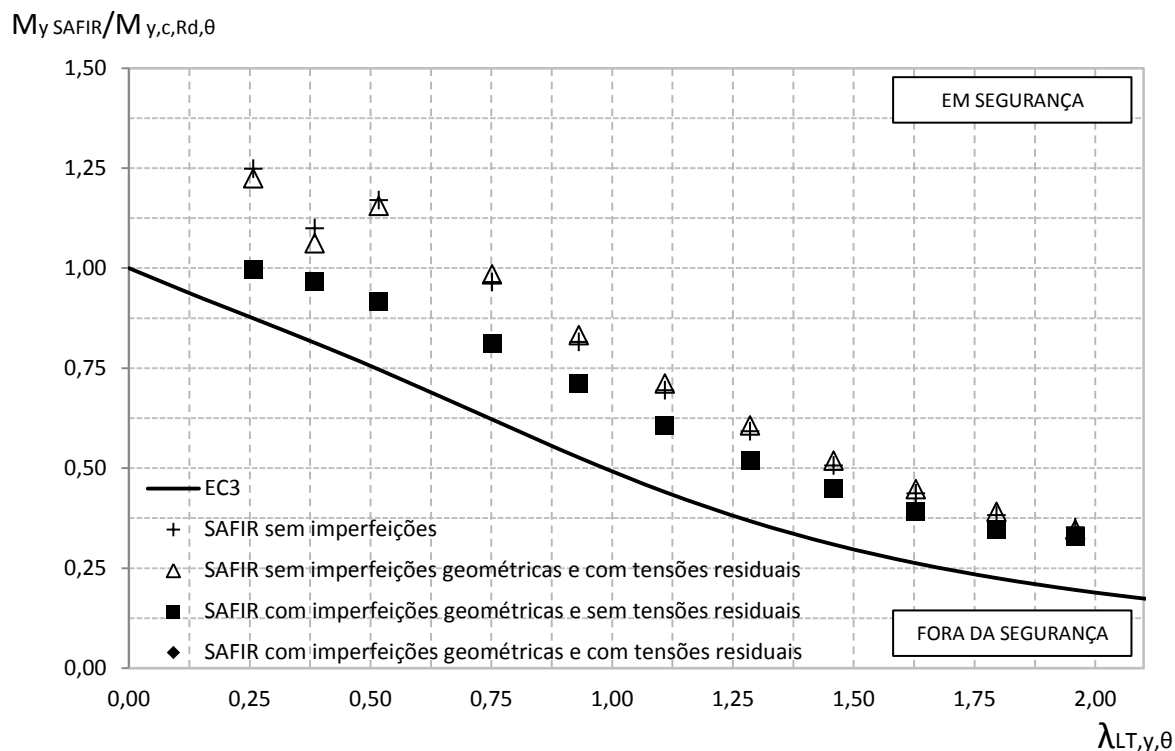


Figura 5.32 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com e sem tensões residuais e imperfeições geométricas.

A relação entre resultados obtidos com e sem tensões residuais pelo SAFIR é igual em ambas verificações segundo os dois sistemas de eixos.

Para todos os comprimentos e temperaturas, os resultados estão acima da curva do Eurocódigo 3, ainda que conservativos, onde para comprimentos pequenos, existe uma maior convergência de resultados do Eurocódigo 3 e o SAFIR.

5.6.5 Flexão Segundo $u-u$ e $v-v$ (formulações adotadas)

A parte 1-1 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) refere que as equações 3.16 e 3.17 só deverão de ser utilizadas para secções transversais duplamente simétricas. Já a parte 1-2 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) nada refere em relação à aplicabilidade das equações 3.33 e 3.34 em função da simetria, logo, a sua aplicabilidade deverá ter as mesmas condições da parte 1-1.

Este facto poderá estar relacionado em que nas circunstâncias de uma secção duplamente simétrica, ou até mesmo monossimétrica, o ponto mais condicionante da secção, aquando submetida a flexão desviada, seja o mesmo para flexão em torno do eixo maior e menor inércia, $u-u$ ($y-y$) e $v-v$ ($z-z$) respetivamente [Figura 5.33].

A Figura 5.33 ilustra o ponto mais condicionante (ponto “A” da Figura 5.33) de uma secção bissimétrica e monossimétrica.

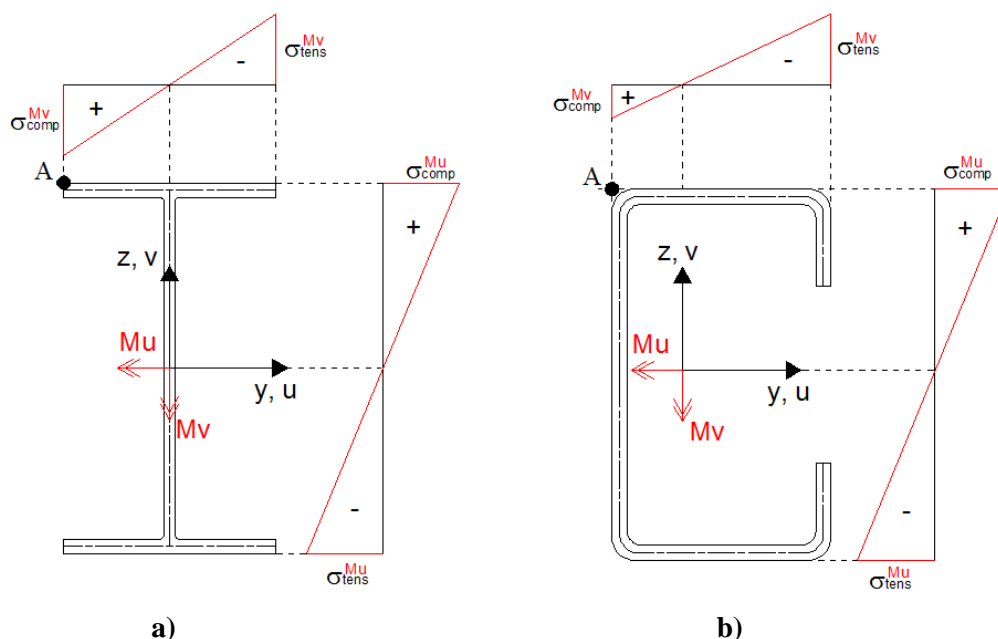


Figura 5.33 - Secção submetida à flexão desviada: **a)** bissimétrica; **b)** monossimétrica.

Quando uma secção não possui nenhum eixo de simetria, a aplicabilidade das equações anteriores referidas é discutível, visto que essas equações têm como entrada os pontos com maior resistência da “secção”, segundo os eixos de maior e menor inércia. Para uma secção assimétrica Z, esses pontos não coincidem na secção transversal (ponto “A” e “B” da Figura 5.34), ou coincidem fora da secção transversal (ponto “C” da Figura 5.34), logo, as equações não refletem o verdadeiro estado de tensão da secção, demonstrando um elevado conservadorismo na verificação da resistência do elemento.

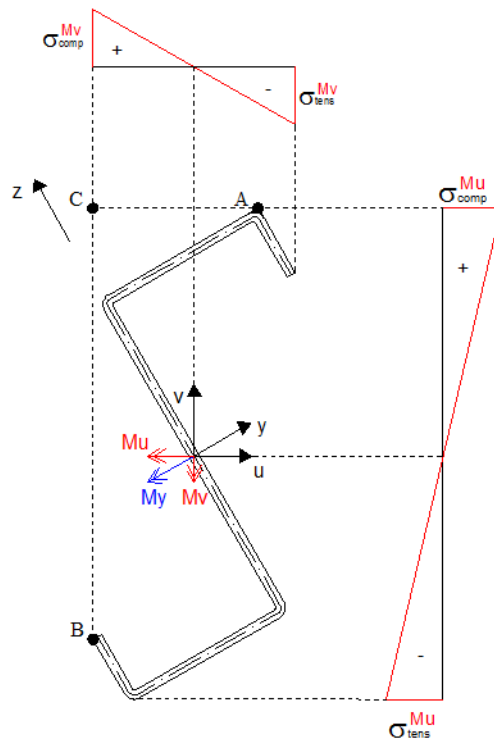


Figura 5.34 - Secção em Z submetida à flexão desviada.

Posto isto, e pela razão de os resultados no Capítulo 5.6.3 em comparação com as formulações previstas no Eurocódigo 3 se revelarem excessivamente conservativos, optou-se por se realizar uma análise rigorosa ao estado de tensão “real” de cada ponto. Sendo assim, analisou-se todos os pontos da secção transversal com o intuito de encontrar o ponto com o estado de tensão mais gravoso e a respetiva resistência. O tal ponto encontrado situa-se no banzo superior da secção transversal, quando a tensão devido a M_v é nula e a tensão devido a M_u é de compressão.

O R_{FA} representa a verificação da resistência do elemento, através das equações 3.16 e 3.17 adotadas para a temperatura ambiente e as equações 3.33 e 3.34 adotadas para elevadas temperaturas, para os pontos “reais” pertencentes à secção transversal segundo os eixos principais centrais de inércia, $u-u$ e $v-v$. As equações adotadas apenas se diferenciam na posição do ponto da secção em análise, permanecendo os restantes parâmetros e coeficientes inalteráveis.

As figuras seguintes [Figura 5.35, Figura 5.36, Figura 5.37 e Figura 5.38] são demonstrativas da diferença de resultados verificados, em comparação com as equações anteriores preconizadas no Eurocódigo 3, como o previsto.

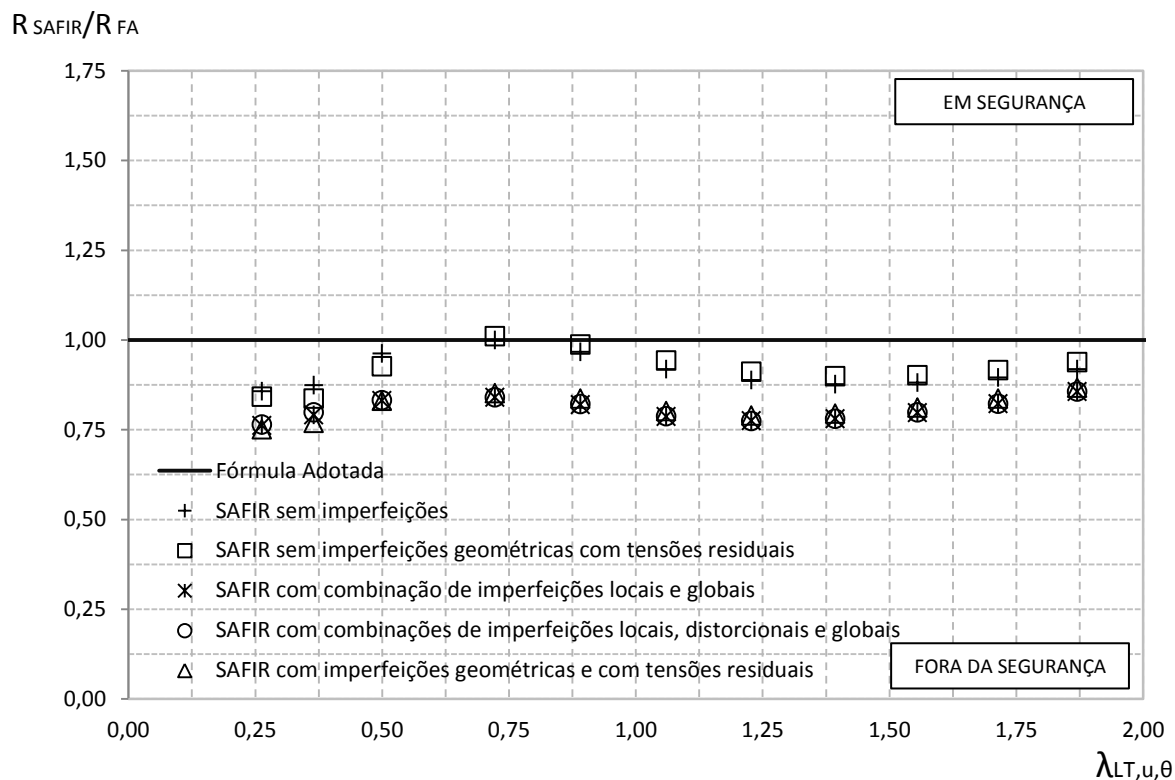


Figura 5.35 - Comparação dos resultados numéricos à temperatura ambiente com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

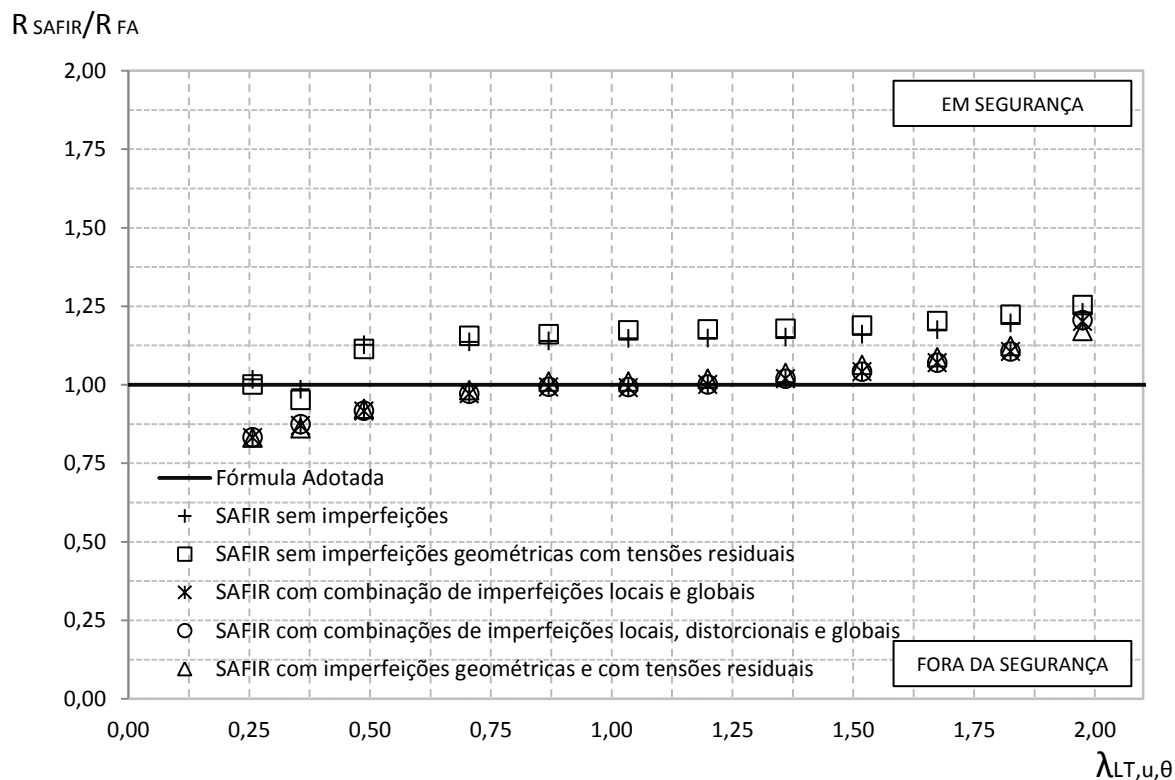


Figura 5.36 - Comparação dos resultados numéricos a 350°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

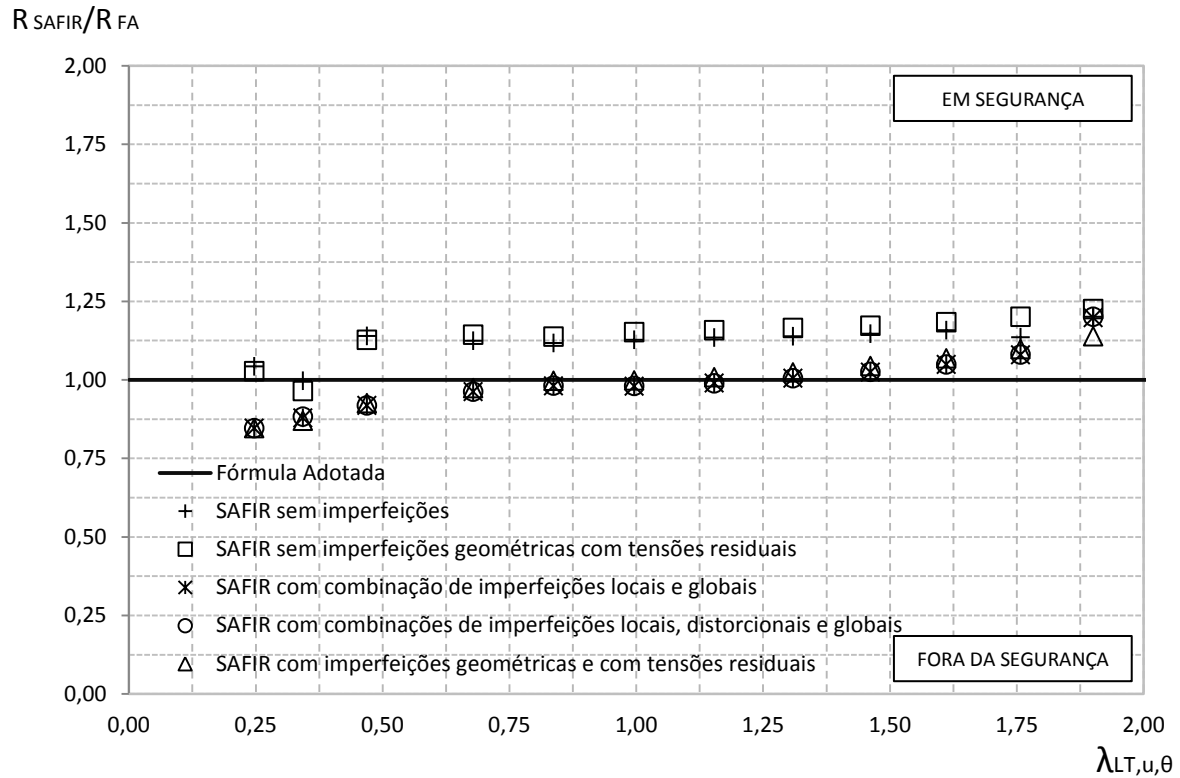


Figura 5.37 - Comparação dos resultados numéricos a 500°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

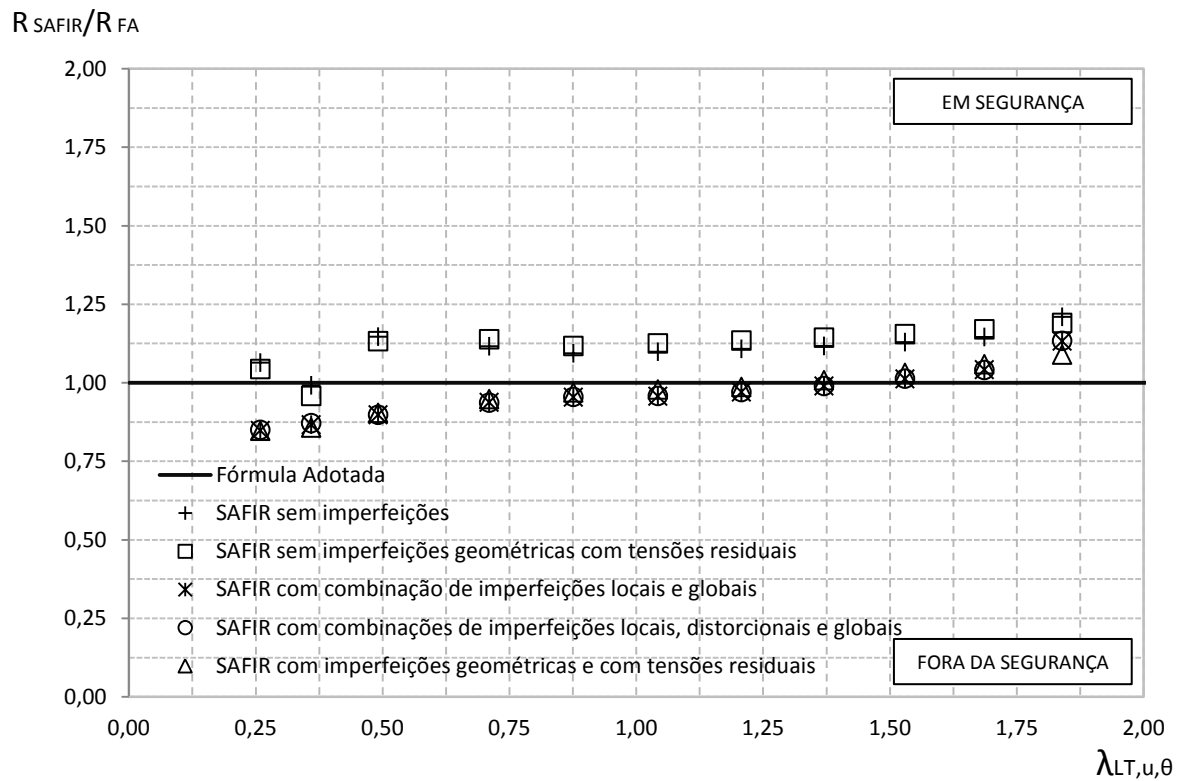


Figura 5.38 - Comparação dos resultados numéricos a 600°C com combinação de imperfeições geométricas e tensões residuais.

Peça análise dos gráficos anteriores, constata-se que à temperatura ambiente, os resultados do SAFIR são os que mais se afastam da fórmula adotada de verificação da resistência do elemento, permanecendo geralmente abaixo (fora da segurança) desse limite de verificação, com e sem imperfeições. Esta diferença poderá estar relacionada com a indevida aplicabilidade dos parâmetros e coeficientes a secções assimétricas.

Para elevadas temperaturas, o modelo sem imperfeições geométricas situa-se, em geral, um patamar acima do limite de verificação (em segurança). Os modelos com imperfeições geométricas apresentam, para esbeltezas adimensionais intermédias, uma maior e razoável convergência ao limite de verificação adotado. Para esbeltezas adimensionais reduzidas e elevadas, essa convergência diminui. Para esbeltezas adimensionais reduzidas, a viga encontra-se “fora da segurança”, já para esbeltezas adimensionais elevadas, a viga encontra-se “em segurança”, dando a ideia que à medida que o comprimento aumenta, a viga tende a ganhar uma maior resistência do que o previsto. Pelos gráficos, constata-se que este comportamento é comum a elevadas temperaturas, apesar que para 600°C, os resultados revelam uma perda de resistência, levando à grande parte das vigas com diferentes comprimentos, situarem-se abaixo do limite de verificação.

5.6.6 Considerações Finais

É objetivo deste capítulo tecer alguns comentários e observações acerca dos resultados e metodologias adotadas nos Capítulos 5.6.3, 5.6.4 e 5.6.5.

A secção em estudo, devido a não ser simétrica em relação a nenhum eixo, irá ter os seus eixos principais centrais de inércia não coincidentes com os eixos $y-y$ e $z-z$. Assim sendo, e já como referido no Capítulo 5.6.2, não é clara a escolha de sistemas de eixos a serem usados na verificação de segurança do elemento pelo Eurocódigo 3. Posto isto, e como já apresentado, consideraram-se duas situações: (i) verificação em torno dos eixos principais centrais de inércia; (ii) verificação em torno do eixo perpendicular à alma ($y-y$).

(i) Verificação em torno dos eixos principais

Esta verificação é feita decompondo o momento fletor aplicado na secção segundo os eixos principais de inércia, e posteriormente aplicadas as equações 3.16 e 3.17 para a temperatura ambiente e as equações 3.33 e 3.34 para elevadas temperaturas respetivamente, com o fim de avaliar a segurança.

As comparações feitas entre os resultados do Eurocódigo 3 e o SAFIR no Capítulo 5.6.3, segundo os eixos principais, demonstraram um grande conservadorismo de resultados. Posto isto, e considerando-se como correto o raciocínio da decomposição da solicitação mecânica segundo os eixos principais, com o intuito de ser esse o estado de tensão mais gravoso (resistência dos materiais), pôs-se em causa a utilização das equações 3.16, 3.17, 3.33 e 3.34, visto estas serem aplicáveis apenas a secções em que os eixos $y-y$ ou $z-z$ são eixos de simetria.

Posto isto, as respetivas equações anteriores foram adotadas à secção assimétrica Z , com a finalidade de se obter comparações mais realistas, como demonstrado no Capítulo 5.6.5. Apesar de estas equações adotadas não estarem presentes no Eurocódigo 3, elas são baseadas nas metodologias preconizadas no respetivo regulamento, podendo-se assim avaliar as formulações que levam à determinação de alguns dos parâmetros fundamentais para a verificação da resistência do elemento.

(ii) Verificação em torno do eixo perpendicular à alma ($y-y$)

Esta verificação, presente no Capítulo 5.6.4, é feita considerando o eixo $y-y$ como referência à verificação do elemento, aplicando a equação 3.7 e 3.24 para a temperatura ambiente e a elevadas temperaturas respetivamente, com o intuito de avaliar a segurança.

O Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004) tem bem explícito de que os eixos a serem considerados na verificação da resistência de uma secção em Z devem ser os eixos $y-y$ e $z-z$, sendo que o capítulo referente à verificação da segurança do elemento à encurvadura lateral na mesma parte, remete para o Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a), onde os eixos $y-y$ e $z-z$ supostamente deixam de ser válidos. Sendo assim, optou-se por fazer a verificação por esta metodologia, onde a convergência entre os resultados do SAFIR e do Eurocódigo 3 é maior, em comparação com as comparações obtidas no Capítulo 5.6.3.

Na comparação de os resultados entre o SAFIR e o Eurocódigo 3, constata-se de que a metodologia de verificação em torno do eixo perpendicular à alma é também demasiado conservativa, mas com a vantagem de todo o processo de cálculo de verificação da segurança ser mais rápido.

CAPÍTULO 6

Conclusões

6 CONCLUSÕES

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos dias que correm, a projeção de estruturas cada vez mais leves e resistentes, por razões de ordem económica e/ou estética, tem levado os engenheiros a elegerem a solução metálica como a solução estrutural mais eficiente. O aparecimento dos elementos enformados a frio na construção surge nessa linha de continuidade, onde a sua utilização como elementos de suporte de coberturas (madres) serviu de motivação como tema desta dissertação no estudo destes elementos esbeltos em situação de incêndio.

Nesta dissertação foi apresentado um estudo acerca de perfis enformados de secção Z, demonstrando de uma forma geral, uma descrição resumida acerca destes, passando pelos processos de fabrico e investigações já existentes relacionadas com a mesma temática. Para uma melhor compreensão e enquadramento dos fenómenos ocorridos para as diversas solicitações, abordaram-se também ainda alguns pontos relacionados com os fenómenos de instabilidade inerentes a estes perfis (modo local de placa, modo distorcional e modo global), e o comportamento do aço sujeito a elevadas temperaturas.

Para o estudo da resistência mecânica última de vigas/madres enformadas a frio de secção em Z, à temperatura ambiente (20°C) e a elevadas temperaturas (350°C, 500°C, 600°C), fez-se uma simulação numérica através do programa SAFIR baseado no método de elementos finitos, recorrendo a uma análise geometricamente e materialmente não linear. Na análise numérica, além das variáveis comprimento do perfil e temperatura, avaliou-se também a influência das imperfeições na carga última de resistência. As imperfeições utilizadas na modelação numérica foram a nível material (tensões residuais) e a nível geométrico.

Por último, os resultados obtidos para a determinação da carga última, através da simulação numérica, foram posteriormente comparados com as formulações discriminadas no Eurocódigo 3 parte 1-1, parte 1-2 e parte 1-3.

Após a comparação e tratamento dos resultados obtidos, foi possível concluir alguns pontos importantes relacionados com o objetivo da dissertação, tais como:

- Comparando ambas as metodologias utilizadas, constatou-se que a verificação da resistência do elemento segundo os eixos y-y e z-z, apesar de ainda conservativa, é aquela que mais se aproxima da curva preconizada no Eurocódigo 3, em comparação

com a verificação da resistência do elemento segundo os eixos $u-u$ e $v-v$ pelas equações 3.16, 3.17, 3.33 e 3.34;

- As equações 3.16, 3.17, 3.33 e 3.34 são aplicáveis a secções simétricas. Para secções assimétricas, o Eurocódigo 3 parte 1-1 não prevê equações de verificação da segurança na presença de flexão desviada;
- Por equações “adaptadas” às do Eurocódigo 3 parte 1-1 e parte 1-2, constatou-se que, para elevadas temperaturas, a diferença entre os resultados obtidos pelo SAFIR e as equações “adaptadas” é reduzida para esbeltezas adimensionais intermédias. Para esbeltezas adimensionais pequenas esta diferença é aumentada para “fora da segurança”. Por outro lado, para esbeltezas adimensionais elevadas esta diferença é aumentada de forma conservativa;
- A influência das imperfeições isoladas é mais notória para esbeltezas adimensionais pequenas, em que as imperfeições locais de placa têm uma maior influência. Para esbeltezas adimensionais intermédias e elevadas, as imperfeições globais são as mais condicionantes;
- As imperfeições geométricas distorcionais têm pouca influência, em comparação com o modelo numérico sem imperfeições geométricas, logo, o seu impacto nas combinações de imperfeições geométricas ser reduzido, como se constatou ao comparar-se as combinações de imperfeições geométricas com e sem imperfeições distorcionais;
- Com o aumento da esbelteza adimensional da viga, verificou-se uma maior convergência de resultados entre o modelo com imperfeições geométricas e o modelo sem imperfeições geométricas, ou seja, estas reduzem a sua influência com o aumento do comprimento da viga;
- A influência das imperfeições geométricas é maior para esbeltezas adimensionais reduzidas, em que na comparação com o modelo sem imperfeições, a variação é de 18% e 16% para elevadas temperaturas e temperatura ambiente respetivamente;
- A influência das tensões residuais nos modelos com e sem imperfeições geométricas é baixa no valor da resistência final da viga;
- A influência das tensões residuais é notória para esbeltezas adimensionais pequenas, levando mesmo a um decréscimo da carga última de 5% e 3% à temperatura ambiente e a elevadas temperaturas, respetivamente. Para esbeltezas adimensionais intermédias e grandes de viga, as tensões residuais levam a um acréscimo da carga última.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Concluído o estudo realizado na presente dissertação, podem ser abordados futuramente, mantendo a mesma linha de pesquisa e investigação, pontos de elevado interesse no comportamento de elementos estruturais enformados a frio para a temperatura normal e para elevadas temperaturas.

Em relação à geometria da secção transversal usada no presente estudo, seria importante avaliar a influência da inclusão de reforços de extremidade na secção em Z, podendo este estudo ser alargado a outros perfis enformados a frio, como a perfis de secção em C.

Sendo o Eurocódigo 3 mais direccionado para grupos de perfis de secção aberta de maior utilização (I, H na parte 1-1 e C, Z, Σ na parte 1-3), torna-se necessário e útil proceder-se ao estudo de secções fora destes grupos, com o fim de avaliar a aplicabilidade e complexidade das formulações existentes no Eurocódigo 3.

É também importante estudar o melhor fenómeno da flexão desviada, nomeadamente o estudo de eventuais fatores de redução, apenas para perfis enformados a frio, nas equações de iteração para a verificação da estabilidade à flexão composta com compressão para temperatura ambiente e elevadas temperaturas, visto estas estarem calibradas para os casos mais simples.

Uma madre de cobertura, além de estar sujeita à flexão, poderá também estar sujeita a outras solicitações, como a compressão, logo, seria útil estudar o comportamento do perfil em Z sujeito à flexão com compressão. Em relação às restrições e condições de apoio, seria também de elevado interesse analisar a influência das fixações numa madre de cobertura de secção em Z.

Apesar do Eurocódigo 3 ter já alguma orientação para a utilização de métodos de análise por elementos finitos, esta revela-se ainda claramente insuficiente. Assim sendo, seria importante proceder-se ao desenvolvimento da orientação na verificação de estruturas através de métodos avançados de análise por elementos finitos, tirando partido de todas as vantagens da análise computacional não linear.

6.3 COMENTÁRIOS FINAIS

O Eurocódigo 3 nem sempre é de compreensão fácil e de aplicação direta para os seus utilizadores. O Eurocódigo 3 parte 1-1 é o documento base que contém as regras gerais de dimensionamento de elementos metálicos, mais vocacionado para grupos de perfis de maior utilização e uso (perfis laminados a quente de secção bissimétrica ou monossimétrica, em que o eixo de flexão é perpendicular ao eixo de simetria). Já o Eurocódigo 3 parte 1-3 é um documento particular relativo a perfis enformados a frio, onde se encontram todas as regras de dimensionamento e verificação de segurança específicas a este tipo de perfis.

Quando o tipo de secção em análise se encontra fora dos perfis de maior utilização (como muitas secções que constantemente surgem no mercado com um crescente número de reforços), constata-se uma má interligação entre as partes 1-1 e 1-3 do Eurocódigo 3 no que diz respeito às verificações de segurança do elemento, nomeadamente a escolha de eixos. Sendo assim, e para estes perfis, a metodologia do Eurocódigo 3 é deveras questionável e requer um número elevado de cálculos, tornando todo o processo moroso e exaustivo.

Para secções complexas, é preferível recorrer a métodos de cálculo numéricos, incluindo os efeitos das não linearidades e físicas e geométricas bem como as imperfeições das barras em análise.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdel-Rahman, N.; Sivakumaran, K.S. (1997). *"Material Properties Models for Analysis of Cold-Formed Steel Members"*. Journal of Structural Engineering, n.º 123(9), p. 1135-1143.

AFH70, TRB (2011). *"Cold Bending Fabrication - State of the Art, Industry Challenges, Engineering Solutions"*.

AISI, American Iron and Steel Institute (1991). *"LRFD Cold-formed Steel Design Manual"*. Washington.

AISI, American Iron and Steel Institute (2004). *"Supplement to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, Appendix 1"*. Washington DC.

Amaral, C. (2008). *"Análise Numérica do Comportamento de Madres Enformadas a Frio"*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

ANURI. *"Coberturas e Isolamentos - Chapa simples"*, consultado a 20/10/2013, disponível em: <http://www.anuri.com/chapa.html>

Arrais, F. (2012). *"Comportamento de Elementos Enformados a Frio em Situação de Incêndio"*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

AS/NZS, Standards Australia/New Zealand (2005). *"AS/NZS 4600, Cold-formed Steel Structures"*. Sydney, Australia.

ASRO, Asociația De Standardizare Din România (2008). *"Introduction to Cold-Formed Steel Design"*. Bucureste, Roménia.

Barreta, C. (2011). *"Interacção Entre Estabilidade Local-de-Placa e Distorcional em Colunas de Aço Enformadas a Frio de Secção em Z"*. Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.

BSI, British Standard Institution (1990). *"BS5950 Structural Use of Steel Work in Building - Part 8: code of practice for fire resistant design"*. Londres, Inglaterra.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2002). *"EN 1991-1-2, Eurocode 1: Actions on Structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização. (2004). *"EN 1993-1-3, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-3: General rules - Supplementary rules for cold-formed members and sheeting"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2005a). *"EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2005b). *"EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-2: General rules structural fire design"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2006). *"EN 1993-1-5, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-5: Plated structural elements"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2007). *"EN 1993-1-6, Eurocode 3: Design of Steel Structures - Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2008a). *"EN1090 - Execution of Steel Structures and Aluminium Structures - Part 2: Technical Requirements for Steel Structures"*. Bruxelas, Bélgica.

CEN, Comité Europeu de Normalização (2008b). *"EN 1090-2: Execution of Steel Structures and Aluminium Structures - Part 2: Technical Requirements for Steel Structures"*. Bruxelas, Bélgica.

Chajes, A.; Britvec, S.J.; Winter, G. (1963). *"Effect of Cold-straining on Structural Sheet Steels"*. Journal of the Structural Division, n.º 89(ST2), p. 1-32.

Chen, J.; Young, B. (2006). *"Corner Properties of Cold-Formed Steel Sections at Elevated Temperatures"*. Thin-Walled Structures, n.º 44(2), p. 216-223.

Desmond, T.P.; Peköz, B.W.; Winter, G. (1981). *"Edge Stiffeners for Thin-Walled Members"*. Journal of Structural Engineering (ASCE), n.º 107(2), p. 329-353.

- Dubina, D.; Ungureanu, V.; Landolfo, R. (2012). *"Design of Cold-formed Steel Structures"*: ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.
- Euler, L. (1759). *"Sur la Force des Colonnes"*. Mémoires de L'Académie Royale des Sciences et Belles Lettres, n.º 13, Berlin.
- Franssen, J. M. (1993). *"Residual Stresses in Steel Profiles Submitted to the Fire: an Analogy: 3rd CIB/W14 FSF Workshop on Modelling"*. The Netherland.
- Franssen, J. M. (2011). *"User's Manual for SAFIR 2011. A Computer Program for Analysis of Structures Subject to Fire"*. University of Liege.
- Franssen, J. M.; Kodur, V.; Mason, J. (2002). *"Elements of Theory for SAFIR - A Computer Program for Analysis of Structures Submitted to the Fire"*. University of Liege.
- Franssen, Jean-Marc; Vila Real, P. M. M. (2010). *"Fire Design of Steel Structures"*. ECCS - European Convention for Constructional Steelwork.
- Galéa, Y. (2002). *"Déversement Élastique d'Une Poutre à section Bi-symétrique Soumise à des Moments d'Extrémité et une Charge Répartie ou Concentrée"*. Revue Construction Métallique.
- Ganesan, K.; Moen, C. D. (2012). *"LRFD Resistance Factor for Cold-formed Steel Compression Members"*. Journal of Constructional Steel Research, n.º 72(0), p. 261-266.
- Hancock, G.; Murray, T.; Ellifritt, D. (2001). *"Cold-Formed Steel Structures to the AISI Specification"*.
- Kankanamge, N. D. (2010). *"Structural Behavior and Design of Cold-formed Steel Beams at Elevated Temperatures"*. Ph.D. thesis, Queensland University of Technology.
- Kankanamge, N. D.; Mahendran, M. (2011). *"Mechanical Properties of Cold-formed Steels at Elevated Temperatures"*. Thin-Walled Structures, n.º 49(1), p. 26-44.
- Kankanamge, N. D.; Mahendran, M. (2012). *"Behaviour and Design of Cold-formed Steel Beams Subject to Lateral-torsional Buckling"*. Thin-Walled Structures, n.º 51(0), p. 25-38.
- Karren, K. W. (1965). *"Effects of cold-forming on light-gage steel members"*. Ph.D. dissertation, Cornell University.

Karren, K. W.; Winter, G. (1965). *"Effects of Cold-forming on Light-gauge Steel Members"*. Department of Structural Engineering School of Civil Engineering.

Koiter, W. T. (1945). *"Over der Stabiliteit van het Elastische Evenwicht"*. Tese de Doutoramento, Universidade de Delft, Holanda.

Laím, L. (2013). *"Experimental and Numerical analysis on the Structural Behaviour of Cold-formed Steel Beams Subjected to Fire"*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Coimbra.

Landesmann, A.; Camotim, D. (2010). *"Distortional Failure and Design of Cold-formed Steel Lipped Channel Columns Under Fire Conditions"*. Proceedings of Structural Stability Research Council Annual Stability Conference.

Landesmann, A.; Camotim, D. (2011). *"On the Distortional Buckling, Post-buckling and Strength of Cold-formed Steel Lipped Channel Columns Under Fire Conditions"*. Journal of Structural Fire Engineering, n.º 2, p. 1-19.

Lee, J.H (2004). *"Local Buckling Behaviour and Design of Cold-formed Steel Compression Members at Elevated Temperatures"*. Ph.D. thesis, Queensland University of Technology.

Lopes, N. (2007). *"Final Report of the Reserch Activity Developed in the University of Liege, Belgium - Numerical and Experimental Work on the Behaviour of Steel Construction Submitted to Fire"*. Calouste de Gulbenkian Foundation.

Marques, L.; Silva, L., S.; Rebelo, C. (2009). *"Métodos Avançados de Análise por Elementos Finitos para Verificação da Estabilidade de Estruturas Metálicas"*. Universidade de Coimbra, VII Congresso de Construção Metálica e Mista.

Nowak, A.S.; Collins, K.R. (2000). *"Reliability of Structures"*. New York: McGraw Hill.

Pi, Y.-L; Put, B. M.; Trahair, N. S. (1998). *"Lateral Buckling Strengths of Cold-formed Channel Section Beams"*. Journal of Structural Engineering, n.º 124, p. 1182-1191.

Pinho, J. (2011). *"Resistência ao Fogo de Vigas em Aço com Secções Enformadas a Frio"*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro.

- Pintea, D.; Zaharia, R. (2010). *"Postprocessor for Fire Analysis Finite Element Program"*. Proceedings of the 3rd WSEAS International Conference on Finite Differences - Finites Elements - Finite Volumes - Boundary Elements, Universidade Politécnica de Bucureste, Roménia.
- Pinto, A. (2010). *"Estabilidade Local de Perfis de Aço Enformados a Frio"*. Dissertação de mestrado, Universidade Técnica de Lisboa.
- Prola, L. C. (2001). *"Estabilidade Local e Global de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio"*. Dissertação de Doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa.
- Ranawaka, T.; Mahendran, M. (2009). *"Experimental Study of the Mechanical Properties of Light Gauge Cold-formed Steels at Elevated Temperatures"*. Fire Safety Journal, n.º 44(2), p. 219-229.
- Ranawaka, T.; Mahendran, M. (2010). *"Numerical Modelling of Light Gauge Cold-formed Steel Compression Members Subjected to Distortional Buckling at Elevated Temperatures"*. Thin-Walled Structures, n.º 48(4-5), p. 334-344.
- Reis, A.; Camotim, D. (2000). *"Estabilidade Estrutural"*. McGraw-Hill, Lisboa.
- Rondal, J. (1987). *"Residual Stresses in Cold-rolled Profiles"*. Construction and Building Material, n.º 1(3), p. 0-0.
- Roorda, J. (1980). *"Buckling of Elastic Structures"*. Solid Mechanics Division, University of Waterloo Press.
- Rusch, A.; Lindner, J. (2001). *"Remarks to the Direct Strength Method"*. Thin-Walled Structures, n.º 39, p. 807-820, Elsevier Science Limited.
- Sarawit, A. T.; Kim, Y.; Bakker, M. C.; Peköz, T. (2003). *"The Finite Element Method for Thin-walled Members - Applications"*. Thin-Walled Structures.
- Schafer, B. W. (2002). *"Draft of Design Manual for Direct Strength Method of Cold-formed Steel Design"*.

Schafer, B. W. ; Ádany, S. (2006). *"Buckling Analysis of Cold-Formed Steel Members Using: CUFSM: Conventional and Constrained Finit Strip Methods"*. 18th International Speciality Conference on Cold-Formed Steel Structures, Orlando, Florida.

Schafer, B.W.; Peköz, T. (1998). *"Computational modeling of cold-formed steel: characterizing geometric imperfections and residual stresses"*. Journal of Constructional Steel Research, n.º 47, p. 193-210.

Schafer, Benjamin W. (2005). *"Direct Strenght Method Design Guide"*: Washington DC.

Schafer, Benjamin W. (2008). *"Review: The Direct Strenght Method of Cold-formed Steel Member Design"*. Journal of Constructional Steel Research, n.º 64(7-8).

Shahbazian, Ashkan; Wang, Yong Chang (2011). *"Application of the Direct Strength Method to Local Buckling Resistance of Thin-walled Steel Members With Non-uniform Elevated Temperatures Under Axial Compression"*. Thin-Walled Structures, n.º 49(12), p. 1573-1583.

Sidey, M. P.; Teague, D. P. (1988). *"Elevated Temperature Data for Structural Grades of Galvanised Steel"*. British Steel - Welch Laboratories.

Silva, V., D. (2004). *"Mecânica e Resistência dos Materiais"* (3ª ed.). ZUARI - Edição de Livros Técnicos, L^{da}.

Silvestre, N.; Camotim, D. (2006). *"Análise e Dimensionamento de Estruturas de Aço Enformadas a Frio"*. Instituto Superior Técnico.

Simões da Silva, L.; Gervásio, H. (2007). *"Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados"*. CMM, Coimbra, Portugal.

Sridharan, S. (1982). *"A Semi-Analytical Method for the Post-Local-Torsional Buckling Analysis of Prismatic Plate Structures"*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, n.º 18(2), p. 1685-1697.

Talamona, D.; Franssen, J. M.; Schleich, J. B.; Kruppa, J. (1997). *"Stability of Steel Columns is Case of Fire"*. Journal of Structural Engineering, n.º 123(6).

Veríssimo, H. (2008). *"Dimensionamento de Elementos Estruturais de Aço Enformados a Frio de Acordo com o Eurocódigo 3"*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil de Estruturas, Universidade Técnica de Lisboa.

Vila Real, P. M. M. (2003). *"Incêndio em Estruturas Metálicas - Cálculo Estrutural"*: Edições Orion.

Vila Real, P. M. M. (2010). *"Encurvadura de Placas - Enfunamento"*. Apontamentos da unidade curricular: Complementos de Construção Metálica e Mista - 5º Ano, Engenharia Civil. Universidade de Aveiro.

Von Kármán, T.; Sechler, E.E.; Donnell, L.H. (1932). *"The Strength of Thin Plates in Compression"*. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers (ASME), n.º 54, p. 53-57.

Weng, C. C.; Peköz, T. (1990). *"Compression Tests of Cold-formed Steel Columns"*. Journal of Constructional Engineering, n.º 116, p. 1230-1246.

wikiEngenharia. *"Quinagem"*, consultado a 20/09/2013, disponível em: <http://wiki.ued.ipleiria.pt/wikiEngenharia/index.php/Quinagem>

Winter, G. (1968). *"Strength of Thin Steel Compression Flanges – Theoretical Solutions and Test Results"*. Proceedings of the Eighth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), New York, p. 101-112.

Yu, Wei-Wen; Ph.D.; P.E. (2000). *"Cold-Formed Steel Design"* (3º ed.).

ANEXOS

Anexo A - Propriedades da Secção

Anexo B - Classificação da Secção

Anexo C - Secção Efetiva

ANEXO A - PROPIEDADES DA SECÇÃO

A.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Pretende-se com este anexo determinar as propriedades de um perfil enformado a frio, de secção Z com reforços de extremidade.

O cálculo de propriedades de secções, segundo o Eurocódigo 3, é feito de uma forma aproximada e expedita recorrendo ao anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004), referente a perfis em aço enformados a frio.

A.2. GEOMETRIA E DIMENSÕES

Os perfis de aço enformados a frio, devido ao processo de fabrico, exibem simultaneamente um conjunto de paredes planas e um conjunto de cantos arredondados, que correspondem às zonas de dobragem das chapas. O perfil analisado possui uma tensão de cedência (f_y) de 360 MPa e um módulo de elasticidade (E) de 210 GPa.

As dimensões da secção transversal analisadas, de acordo com a Figura 5.16, são:

- $h_g = 155 \text{ mm}$
- $b_{g1} = b_{g2} = 77 \text{ mm}$
- $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = 2 \text{ mm}$
- $t_g = 2 \text{ mm}$
- $c_{g1} = c_{g2} = 31 \text{ mm}$

A.3. VERIFICAÇÕES E LIMITAÇÕES

O dimensionamento e verificação em secções enformadas a frio, e consequentemente secções de espessura reduzida, o Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004) coloca algumas limitações no que respeita às dimensões das secções para o cálculo das propriedades e resistência. Assim sendo, as limitações/verificações a serem feitas inicialmente à secção transversal, estão relacionadas com (i) os raios de dobragem dos cantos e (ii) a relação entre si dos elementos constituintes da secção transversal.

Em relação aos raios de dobragem, estes devem de ser $r \leq 0,04tE/f_y$, caso contrário, a resistência da secção transversal deve de ser determinada a partir de testes. De notar também que no cálculo das propriedades e resistência da secção, a influência dos cantos arredondados pode ser desprezada, se os respetivos raios de dobragem forem $r \leq 5t$ e $r \leq 0,10b_p$, onde t é a espessura das paredes e b_p a medida entre dois pontos de concordância de linhas médias entre paredes consecutivas como ilustrado na Figura A.1. Assim sendo, no cálculo das

propriedades, a secção transversal passa a ser assumida como uma constituição de elementos com “cantos retos”.

O Eurocódigo 3 parte 1-3 propõe também que o dimensionamento não deva ser aplicado a secções transversais em que ultrapassem os valores máximos da relação entre largura e espessura b/t , h/t , c/t e d/t , fornecidos pela Tabela A.1. De forma análoga aos raios de dobragem, é possível utilizar-se secções em que a sua geometria possa ultrapassar os valores máximos anteriormente referidos, onde para isso, seja necessário recorrer-se a análises de comportamento não lineares (análises elasto-plásticas) e/ou a realização de ensaios experimentais, desde que a resistência, aos estados limites últimos, e o seu comportamento, em estados limites de utilização, sejam verificados.

Para garantir uma suficiente rigidez dos reforços e evitar instabilidade local do reforço, o mesmo regulamento estabelece que a relação entre a largura e espessura do reforço deve de ter os seguintes limites: (i) $0,2 \leq c/b \leq 0,6$ e (ii) $0,1 \leq d/b \leq 0,3$, para reforços simples e duplos respetivamente. Se $c/b < 0,2$ ou $d/b < 0,1$, o reforço em causa deve ser ignorado. Sendo c e d o comprimento do reforço simples e duplo respetivamente.

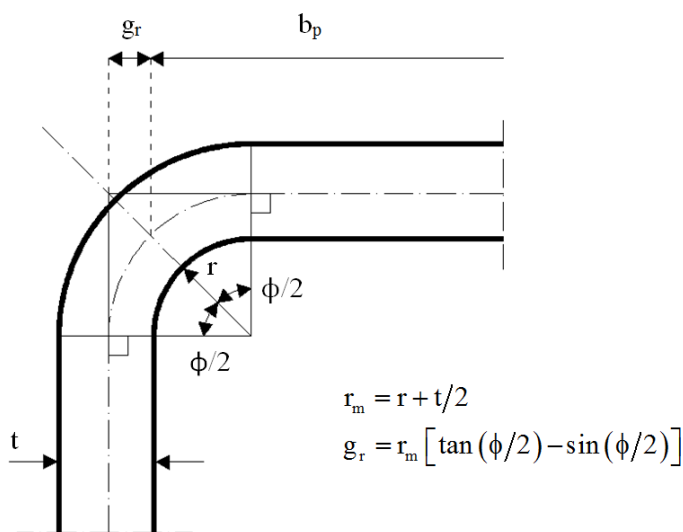
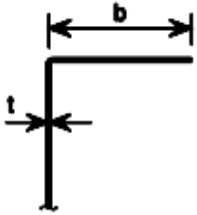

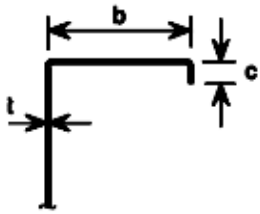
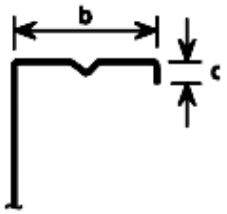
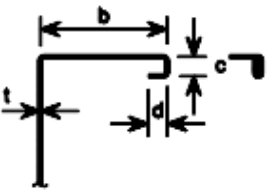
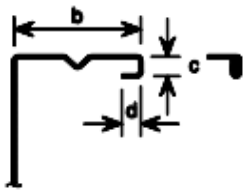
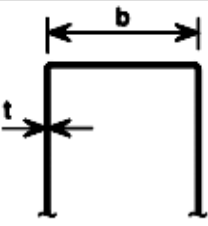
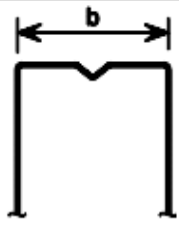
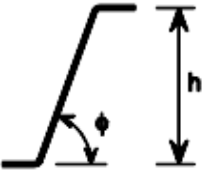
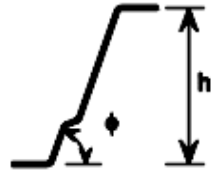


Figura A.1 - Noção de b_p .

Tabela A.1 - Esbeltezas máximas (CEN, 2004).

Elemento da secção		Valor máximo
		$b/t \leq 50$
		$b/t \leq 60$ $c/t \leq 50$
		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t \leq 50$
		$b/t \leq 500$
		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

Posto isto, as demais verificações foram de seguida efetuadas.

- Raios**

$$1) \quad r \leq 0,04 \cdot t \cdot \frac{E}{f_y} \Leftrightarrow 2 \text{ mm} \leq 46,7 \text{ mm} \quad \text{Logo, verifica a condição!}$$

$$2) \quad b_{p,\text{banzo}} = 75,2 \text{ mm} \rightarrow r \leq 0,1 \cdot b_{p,\text{banzo}} \Leftrightarrow 2 \text{ mm} \leq 7,52 \text{ mm} \quad \text{Logo, verifica a condição!}$$

$$3) \quad b_{p,\text{reforço}} = 30,1 \text{ mm} \rightarrow r \leq 0,1 \cdot b_{p,\text{reforço}} \Leftrightarrow 2 \text{ mm} \leq 3,01 \text{ mm} \quad \text{Logo, verifica a condição!}$$

$$4) \quad r \leq 5 \cdot t \Leftrightarrow 2 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm} \quad \text{Logo, verifica a condição!}$$

- **Esbeltezas**

1) $b/t \leq 60 \Leftrightarrow 38,5 \leq 60$ Logo, verifica a condição!

2) $c/t \leq 50 \Leftrightarrow 15,5 \leq 50$ Logo, verifica a condição!

- **Rigidez**

1) $0,2 \leq c/b \leq 0,6 \Leftrightarrow 0,2 \leq 0,4 \leq 0,6$ Logo, verifica a condição!

A.4. CÁLCULO DAS PROPRIEDADES

A.4.1. Considerações Gerais

Neste ponto serão apresentados os cálculos aproximados de propriedades de secções enformadas a frio, para isso, o cálculo de propriedades de secções é feito de uma forma aproximada e expedita recorrendo ao anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004). A metodologia utilizada no anexo C, do respetivo regulamento, é aproximar a secção bruta real a uma secção bruta aproximada (secção bruta idealizada).

A secção bruta idealizada corresponde à intersecção das linhas médias dos troços retos de paredes adjacentes, nos cantos da secção, onde a largura de cada uma das paredes retas da secção bruta idealizada corresponde à distância entre dois pontos consecutivos [Figura A.2 e Figura A.3].

De referir que caso a geometria da secção não verificar os limites e verificações anteriores, as propriedades requerem validação experimental ou numérica rigorosa.

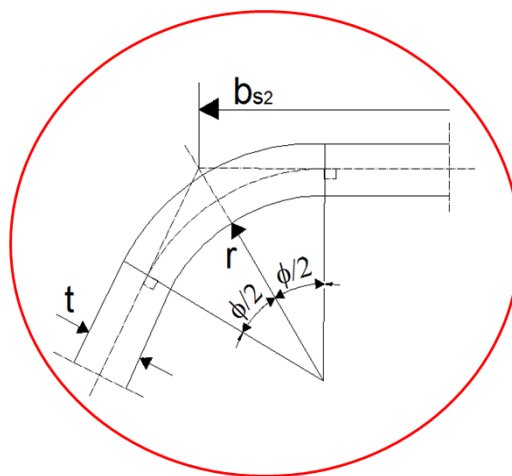


Figura A.2 - Linha média e larguras idealizadas.

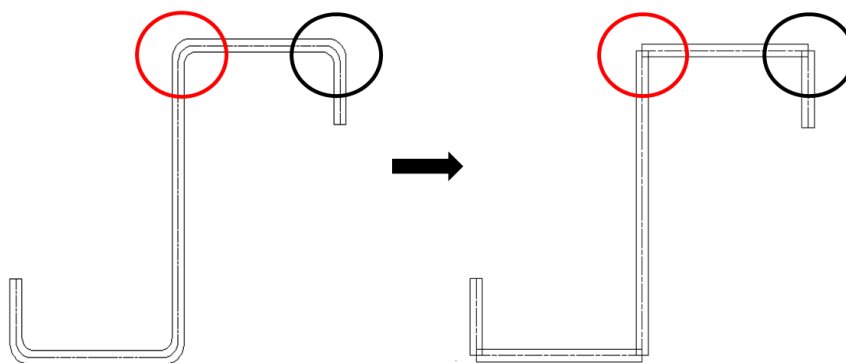


Figura A.3 - Secção bruta idealizada.

A.4.2. Secção Bruta Idealizada

De acordo com a Figura A.4, baseada no anexo C da parte 1-3 do Eurocódigo 3 (CEN, 2004), as dimensões geométricas para o cálculo das propriedades aproximadas, foram as seguintes:

- $h_s = 153 \text{ mm}$
- $t_s = 2 \text{ mm}$
- $b_{s1} = b_{s2} = 75 \text{ mm}$
- $c_{s1} = c_{s2} = 30 \text{ mm}$

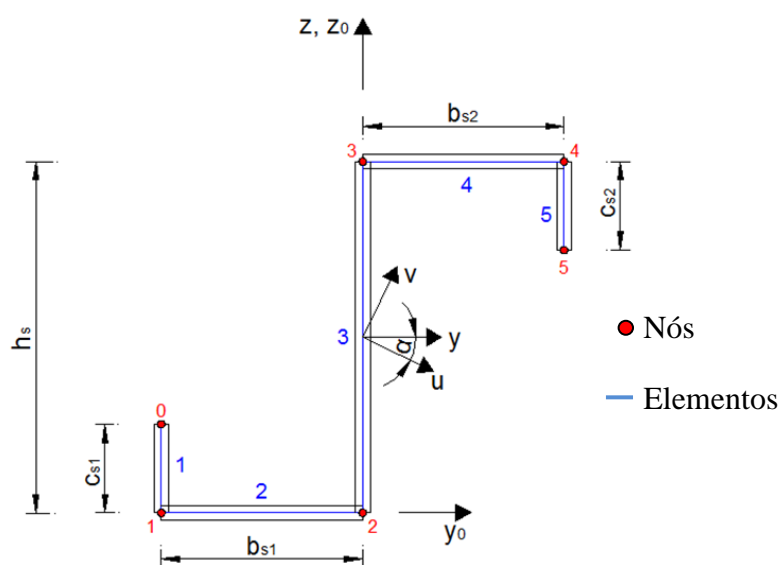


Figura A.4 - Secção bruta idealizada, de acordo com o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004).

(i) **Área da secção transversal**

$j = 0 \dots n$

$i = 1 \dots n$

Nós (j)	Elementos (i)	Espessura (ti) (mm)	y_i (mm)	z_i (mm)	dA_i (mm ²)
0	-	-	-75	30	-
1	1	2	-75	0	60
2	2	2	0	0	150
3	3	2	0	153	306
4	4	2	75	153	150
5	5	2	75	123	60
$A_s =$					726

Onde,

$$dA_i = \left[t_i \cdot \sqrt{(\sqrt{y_i - y_{i-1}})^2 + (z_i - z_{i-1})^2} \right] \quad (A.1)$$

$$A_s = \sum_{i=1}^n dA_i \quad (A.2)$$

(ii) **Momento estático** (referencial y_0 - z_0)

$S_{y0,s}$ (mm ³)	$S_{z0,s}$ (mm ³)
55539	0

Onde,

$$S_{y0,s} = \sum_{i=1}^n (z_i + z_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad (A.3)$$

$$S_{z0,s} = \sum_{i=1}^n (y_i + y_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad (A.4)$$

(iii) **Centro de gravidade** (referencial y_0 - z_0)

$z_{cg,s}$ (mm)	$y_{cg,s}$ (mm)
76,50	0,00

Onde,

$$z_{cg,s} = \frac{S_{y0,s}}{A_s} \quad (A.5)$$

$$y_{cg,s} = \frac{S_{z0,s}}{A_s} \quad (A.6)$$

(iv) **Momento de inércia** (referencial y_0 - z_0)

$I_{y0,s}$ (mm ⁴)	$I_{z0,s}$ (mm ⁴)
7064208	1237500

Onde,

$$I_{y0,s} = \sum_{i=1}^n \left(z_i^2 + z_{i-1}^2 + z_i \cdot z_{i-1} \right) \cdot \frac{dA_i}{3} \quad (A.7)$$

$$I_{z0,s} = \sum_{i=1}^n \left(y_i^2 + y_{i-1}^2 + y_i \cdot y_{i-1} \right) \cdot \frac{dA_i}{3} \quad (A.8)$$

(v) **Momento de inércia** (referencial y-z)

$I_{y,s}$ (mm ⁴)	$I_{z,s}$ (mm ⁴)
2815475	1237500

Onde,

$$I_{y,s} = I_{y0} - A_s \cdot z_{cg,s}^2 \quad (A.9)$$

$$I_{z,s} = I_{z0} - A_s \cdot y_{cg,s}^2 \quad (A.10)$$

(vi) **Produto de inércia** (referencial y_0 - z_0)

$I_{yz0,s}$ (mm ⁴)
2815475

Onde,

$$I_{yz0,s} = \sum_{i=1}^n \left(2 \cdot y_{i-1} \cdot z_{i-1} + 2 \cdot y_i \cdot z_i + y_i \cdot z_{i-1} + y_{i-1} \cdot z_i \right) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad (A.11)$$

(vii) **Produto de inércia** (referencial y-z)

$I_{yz,s}$ (mm ⁴)
2815475

Onde,

$$I_{yz,s} = I_{yz0} - \frac{S_{y0,s} \cdot S_{z0,s}}{A_s} \quad (\text{A.12})$$

(viii) **Rotação dos eixos principais** (relativo ao referencial y-z)

α
(°)
-30,42

Onde,

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \arctg\left(\frac{2 \cdot I_{yz}}{I_z - I_y}\right) \text{ se } (I_z - I_y) \neq 0, \text{ caso contrário } \alpha = 0. \quad (\text{A.13})$$

(ix) **Momento de inércia** (referencial u-v)

$I_{u,s}$ (mm ⁴)	$I_{v,s}$ (mm ⁴)
3645824	407151

Onde,

$$I_{u,s} = \frac{1}{2} \cdot \left[I_{y,s} + I_{z,s} + \sqrt{(I_{z,s} - I_{y,s})^2 + 4 \cdot I_{yz,s}^2} \right] \quad (\text{A.14})$$

$$I_{v,s} = \frac{1}{2} \cdot \left[I_{y,s} + I_{z,s} - \sqrt{(I_{z,s} - I_{y,s})^2 + 4 \cdot I_{yz,s}^2} \right] \quad (\text{A.15})$$

(x) **Coordenadas sectoriais médias**

Nós (j)	Elementos (i)	y _i (mm)	z _i (mm)	dA _i (mm ²)	ω _{0i} (mm ²)	ω _i (mm ²)	z _{ci} (mm)	y _{ci} (mm)
0	-	-75	30	-	-	0	-	-
1	1	-75	0	60	2250	2250	-61,5	-75,0
2	2	0	0	150	0	2250	-76,5	-37,5
3	3	0	153	306	0	2250	0	0,0
4	4	75	153	150	-11475	-9225	76,5	37,5
5	5	75	123	60	-2250	-11475	61,5	75,0

A_s =

726

Onde,

$$\omega_0 = 0 \quad (\text{A.16})$$

$$\omega_{0i} = y_{i-1} \cdot z_i - y_i \cdot z_{i-1} \quad (\text{A.17})$$

$$\omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0i} \quad (\text{A.18})$$

$$y_{ci} = \frac{y_i + y_{i-1}}{2} - y_{cg,s} \quad (\text{A.19})$$

$$z_{ci} = \frac{z_i + z_{i-1}}{2} - z_{cg,s} \quad (\text{A.20})$$

(xi) **Constante sectorial média**

I_ω (mm ⁴)	$\omega_{\text{médio}}$ (mm ⁴)
-5,026E+04	-6,97E+01

Onde,

$$I_\omega = \sum_{i=1}^n (\omega_{i-1} + \omega_i) \cdot \frac{dA_i}{2} \quad (\text{A.21})$$

$$\omega_{\text{médio}} = \frac{I_\omega}{A_s} \quad (\text{A.22})$$

$$\omega_0 = 0 \quad (\text{A.23})$$

$$\omega_{0i} = y_{i-1} \cdot z_i - y_i \cdot z_{i-1} \quad (\text{A.24})$$

$$\omega_i = \omega_{i-1} + \omega_{0i} \quad (\text{A.25})$$

(xii) **Constantes sectoriais**

$I_{y\omega 0}$ (mm ⁵)	$I_{y\omega}$ (mm ⁵)	$I_{z\omega 0}$ (mm ⁵)	$I_{z\omega}$ (mm ⁵)	$I_{\omega\omega 0}$ (mm ⁶)	$I_{\omega\omega}$ (mm ⁶)
-9,47E+07	-9,47E+07	-1,12E+08	-1,08E+08	1,23E+10	1,23E+10

Onde,

$$I_{y\omega 0} = \sum_{i=1}^n (2 \cdot y_{i-1} \cdot \omega_{i-1} + 2 \cdot y_i \cdot \omega_i + y_{i-1} \cdot \omega_i + y_i \cdot \omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad (\text{A.26})$$

$$I_{y\omega} = I_{y\omega 0} - \frac{S_{zo,s} \cdot I_\omega}{A_s} \quad (\text{A.27})$$

$$I_{z\omega 0} = \sum_{i=1}^n (2 \cdot z_{i-1} \cdot \omega_{i-1} + 2 \cdot z_i \cdot \omega_i + z_{i-1} \cdot \omega_i + z_i \cdot \omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{6} \quad (\text{A.28})$$

$$I_{z\omega} = I_{z\omega 0} - \frac{S_{zo,s} \cdot I_\omega}{A_s} \quad (\text{A.29})$$

$$I_{\omega\omega 0} = \sum_{i=1}^n (\omega_i^2 + \omega_{i-1}^2 + \omega_i \cdot \omega_{i-1}) \cdot \frac{dA_i}{3} \quad (\text{A.30})$$

$$I_{\omega\omega} = I_{\omega\omega 0} - \frac{I_{\omega}^2}{A_s} \quad (\text{A.31})$$

(xiii) **Coordenadas do centro de corte**

Segundo o referencial y_0 - z_0		Segundo o referencial y - z	
y_{sc} (mm)	z_{sc} (mm)	z_s (mm)	y_s (mm)
0,00	76,50	0,00	0,00

Onde,

$$y_{sc} = \frac{I_{z_0} \cdot I_z - I_{y_0} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad (\text{A.32})$$

$$z_{sc} = \frac{-I_{y_0} \cdot I_y + I_{z_0} \cdot I_{yz}}{I_y \cdot I_z - I_{yz}^2} \quad (\text{A.33})$$

$$z_s = z_{sc} - z_{cg,s} \quad (\text{A.34})$$

$$y_s = y_{sc} - y_{cg,s} \quad (\text{A.35})$$

(xiv) **Constante de empenamento da secção**

$I_{w,s}$ (mm ⁶)
5,09E+09

Onde,

$$I_{w,s} = I_{\omega\omega} + z_{sc} \cdot I_{y_0} - y_{sc} \cdot I_{z_0} \quad (\text{A.36})$$

(xv) **Inércia e módulo de torção da secção**

I_t (mm ⁴)	W_t (mm ³)
968,00	484,00

Onde,

$$I_t = \sum_{i=1}^n dA_i \cdot \frac{t_i^2}{3} \quad (\text{A.37})$$

$$W_t = \frac{I_t}{\min(t)} \quad (\text{A.38})$$

(xvi) **Fatores z_j e y_j** (para o cálculo de esforços críticos elásticos da secção)

z_j (mm)	y_j (mm)
0,0	0,0

Onde,

$$z_j = z_s - \frac{0,5}{I_y} \cdot \sum_{i=1}^n \left[z_{ci}^3 + z_{ci} \cdot \left[\frac{(z_i - z_{i-1})^2}{4} + y_{ci}^2 + \frac{(y_i - y_{i-1})^2}{12} \right] + y_{ci} \cdot \frac{(y_i - y_{i-1}) \cdot (z_i - z_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i \quad (A.39)$$

$$y_j = y_s - \frac{0,5}{I_z} \cdot \sum_{i=1}^n \left[y_{ci}^3 + y_{ci} \cdot \left[\frac{(y_i - y_{i-1})^2}{4} + z_{ci}^2 + \frac{(z_i - z_{i-1})^2}{12} \right] + z_{ci} \cdot \frac{(z_i - z_{i-1}) \cdot (y_i - y_{i-1})}{6} \right] \cdot dA_i \quad (A.40)$$

(xvii) **Propriedades corrigidas**

No anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3, as propriedades calculadas para a secção bruta idealizada podem ser corrigidas/reduzidas, tendo em conta a influência dos cantos arredondados, através do fator:

$$\delta = 0,43 \cdot \frac{\sum_{m=1}^4 r_m}{\sum_i b_{p,i}} \quad (A.41)$$

Sendo

r_m Raio interno da secção real;

$b_{p,i}$ Largura de cada elemento plano da secção idealizada.

As propriedades aproximadas da secção idealizada, são obtidas através das seguintes correções:

$$A \approx A_s \cdot (1 - \delta) \quad (A.42)$$

$$I \approx I_s \cdot (1 - 2 \cdot \delta) \quad (A.43)$$

$$I_w \approx I_{w,s} \cdot (1 - 4 \cdot \delta) \quad (A.44)$$

δ	A (mm ²)	I_u (mm ⁴)	I_v (mm ⁴)	I_w (mm ⁶)
0,0094766	719,12	3558318,09	94466,62	4,89E+09

Madres em aço com secção Z enformadas a frio em situação de incêndio

v_{\max} (mm)	u_{\max} (mm)	v_{\min} (mm)	u_{\min} (mm)	$z_{0cg,s}$ (mm)	$y_{0cg,s}$ (mm)	α (°)
104,81	41,99	104,81	41,99	76,50	0,00	-30,42
(compressão)	(compressão)	(tração)	(tração)			

$W_{u,vmin}$ (mm ³)	$W_{u,vmax}$ (mm ³)	$W_{v,umin}$ (mm ³)	$W_{v,umax}$ (mm ³)
34126,62	34126,62	9512,599	9512,599
(tração)	(compressão)	(tração)	(compressão)

ANEXO B - CLASSIFICAÇÃO DA SECÇÃO

B.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Será visto neste anexo B, e como seria de esperar para um perfil enformado a frio, que a secção em estudo é da Classe 4 quando sujeito a flexão desviada.

O carregamento considerado para a classificação do perfil é a flexão desviada, porque a secção é não-simétrica relativamente ao eixo de ação, logo, o plano de ação (momento fletor aplicado segundo y , M_y) não será paralelo ao plano da deformada. Posto isto, será necessário classificar a secção segundo os eixos principais $u-v$, e não segundo os eixos $y-z$ [Figura B.1].

Sendo assim, e de forma geral, para perfis que não sejam pelo menos monossimétricos, onde os eixos principais de inércia u e v estão rodados em relação aos eixos centrais y e z , os momentos fletores em torno de y e z devem ser decompostos em momentos fletores em torno de u e v .

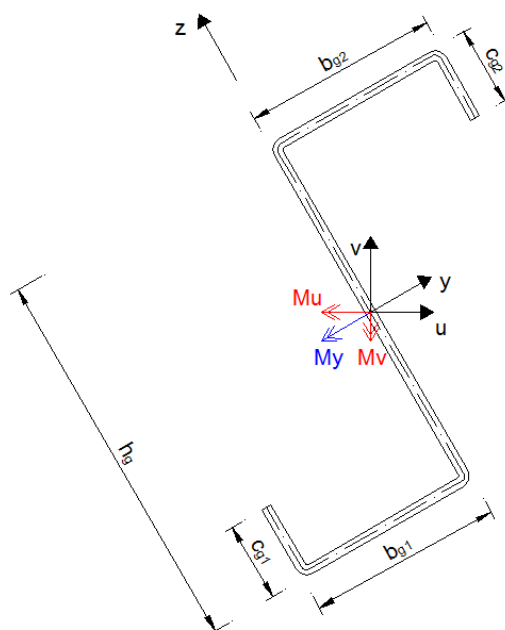


Figura B.1 - Secção idealizada segundo os eixos principais.

B.2. DADOS

No cálculo da classe da secção transversal, apenas interessam as distribuições de tensões onde exista compressão, daí considerar-se apenas os elementos que estejam todos comprimidos ou em parte. Convém de referir que esta classificação será baseada no Eurocódigo 3 parte 1-1

(CEN, 2005a) e parte 1-5 (CEN, 2006), onde a convenção de sinais é negativo para tração e positivo para compressão.

Para a classificação da secção e de forma simplificativa, considerou-se as seguintes dimensões de cada elemento:

▪ Alma	▪ Banzos	▪ Reforços
$h_s = c = 151 \text{ mm}$	$b_s = c = 73 \text{ mm}$	$c_s = c = 29 \text{ mm}$
$t = 2 \text{ mm}$	$t = 2 \text{ mm}$	$t = 2 \text{ mm}$

Com,

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,808$$

B.3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Para se proceder à classificação, é necessário proceder-se à determinação da distribuição de tensões na secção para a Classe 1, Classe 2 e Classe 3, onde tensão máxima considerada nas fibras mais distantes, tendo em conta o referencial de eixos principais, é tensão de cedência do material (pior dos casos), $f_y = 360 \text{ MPa}$ [Figura B.2]. A distribuição de tensões nem sempre é fácil e rápida, como se irá demonstrar de seguida e de forma breve o seu cálculo.

– Classe 1 e 2

Segundo u		Segundo v	
σ_{\max}^{Mu}	σ_{\min}^{Mu}	σ_{\max}^{Mv}	σ_{\min}^{Mv}
f_y	$-f_y$	f_y	$-f_y$

– Classe 3

Antes de se proceder ao cálculo da distribuição linear de tensões para a Classe 3, é necessário calcular as distâncias respetivas de cada ponto a analisar da secção, com interesse para a classificação final. Por exemplo, a distância máxima entre o centro de gravidade até à fibra mais afastada, segundo a direção v é designada por h_{\max} . De forma análoga, a distância máxima entre o centro de gravidade até à fibra mais distante, segundo a direção u , é designada por b_{\max} .

Segundo v						Segundo u					
h_{\max} (mm)	h_7 (mm)	h_8 (mm)	h_9 (mm)	h_6 (mm)	h_5 (mm)	b_{\max} (mm)	b_0 (mm)	b_5 (mm)	b_6 (mm)	b_1 (mm)	b_2 (mm)
104,81	103,44	103,08	78,07	66,48	65,11	41,99	41,13	38,23	37,87	26,45	25,08

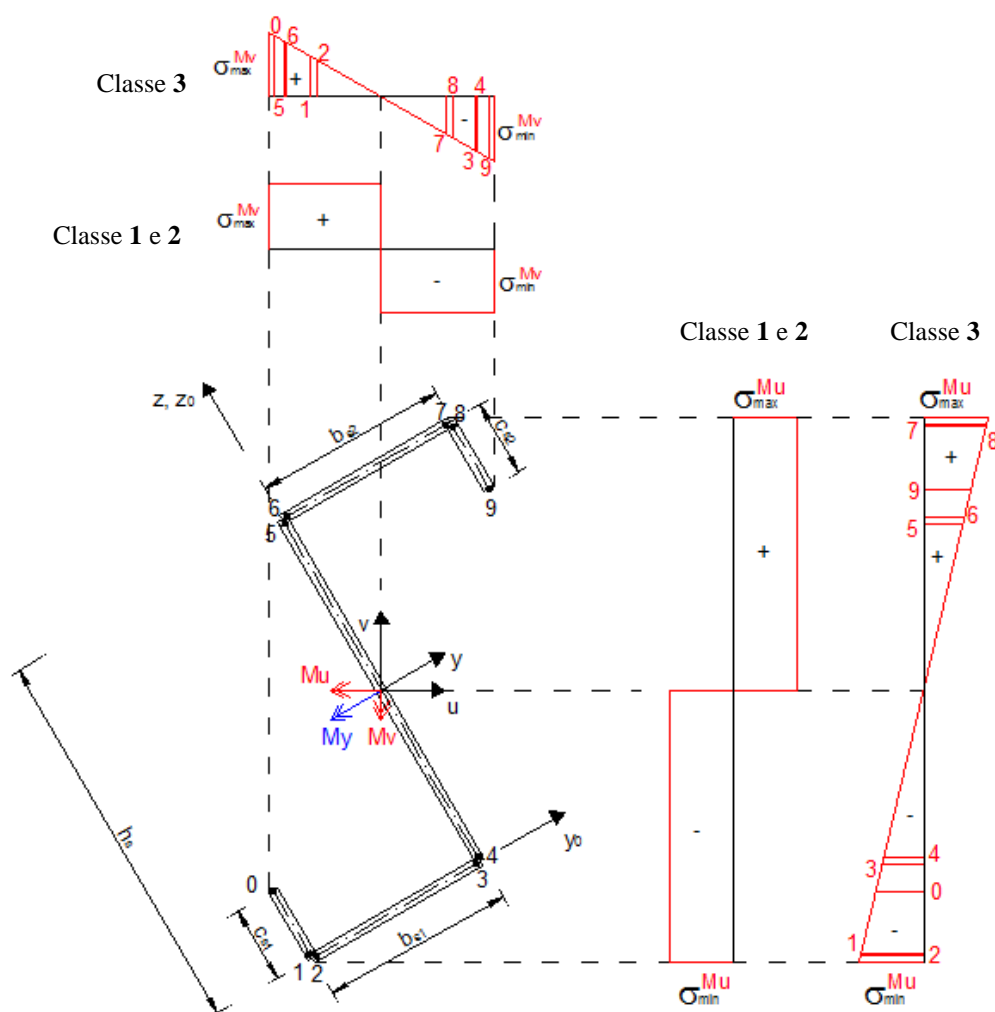


Figura B.2 - Tensões na secção segundo os eixos principais.

Depois de calculadas as distâncias, facilmente se tiram as tensões atuantes em função da tensão de cedência do aço e respetivos afastamentos de cada ponto.

σ_{\max}^{Mu}	σ_7^{Mu}	σ_8^{Mu}	σ_9^{Mu}	σ_6^{Mu}	σ_5^{Mu}	σ_{\min}^{Mu}
f_y	$0,987 \cdot f_y$	$0,984 \cdot f_y$	$0,745 \cdot f_y$	$0,634 \cdot f_y$	$0,621 \cdot f_y$	$-f_y$

σ_{\max}^{Mv}	σ_0^{Mv}	σ_5^{Mv}	σ_6^{Mv}	σ_1^{Mv}	σ_2^{Mv}	σ_{\min}^{Mv}
f_y	$0,980 \cdot f_y$	$0,910 \cdot f_y$	$0,902 \cdot f_y$	$0,630 \cdot f_y$	$0,597 \cdot f_y$	$-f_y$

B.4. CLASSIFICAÇÃO

Na classificação da secção, será considerada a alma e banzos da secção como elementos internos, e os reforços como elementos em consola, de acordo com o Quadro 5.2 do Eurocódigo 3 parte 1-1 (CEN, 2005a).

(i) **Alma** (elementos internos comprimidos)

- $c = 151 \text{ mm}$
- $t = 2 \text{ mm}$
- $c/t = 75,5$

– Momento em torno de u (M_u)

- 1) Solicitado à flexão: $c/t \leq 72 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 > 58,2 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à flexão: $c/t \leq 83 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 > 67,1 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão: $c/t \leq 124 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 < 100,2 \rightarrow$ É da Classe 3.

– Momento em torno de v (M_v)

- 1) Solicitado à flexão: $c/t \leq 72 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 > 58,2 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à flexão: $c/t \leq 83 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 > 67,1 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão: $c/t \leq 124 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 75,5 < 100,2 \rightarrow$ É da Classe 3.

(ii) **Banzos** (elementos internos comprimidos)

- $c = 73 \text{ mm}$
- $t = 2 \text{ mm}$
- $c/t = 37,5$

– Momento em torno de u (M_u) - Banzo superior comprimido

- 1) Solicitado à compressão: $c/t \leq 33 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 36,5 > 26,7 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à compressão: $c/t \leq 38 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 36,5 > 30,7 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão e à compressão:

$$\psi = \frac{\sigma_6^{Mu}}{\sigma_7^{Mu}} = 0,643 > -1$$

$$c/t \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi} \Leftrightarrow 36,5 < 38,5 \rightarrow \text{É da Classe 3.}$$

– Momento em torno de v (M_v) - Banzo inferior comprimido

- 1) Solicitado à compressão: $c/t \leq 33 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 36,5 > 26,7 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à compressão: $c/t \leq 38 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 36,5 > 30,7 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão e à compressão:

$$\psi = \frac{\sigma_1^{Mu}}{\sigma_0^{Mu}} = 0,643 > -1$$

$$c/t \leq \frac{42 \cdot \varepsilon}{0,67 + 0,33 \cdot \psi} \Leftrightarrow 36,5 < 38,5 \rightarrow \text{É da Classe 3.}$$

(iii) Reforços (elementos em consola comprimidos)

- $c = 29 \text{ mm}$
- $t = 2 \text{ mm}$
- $c/t = 14,5$

– Momento em torno de u (M_u) - Reforço superior comprimido

- 1) Solicitado à compressão: $c/t \leq 9 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 14,5 > 7,3 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à compressão: $c/t \leq 10 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 14,5 > 8,1 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão e à compressão:

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{(c_s/b_s - 0,35)^2} = 0,6085$$

$$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} \Leftrightarrow 14,5 > 13,3 \rightarrow \text{Não é da Classe 3. É da Classe 4.}$$

– Momento em torno de v (M_v) - Reforço inferior comprimido

- 1) Solicitado à compressão: $c/t \leq 9 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 14,5 > 7,3 \rightarrow$ Não é da Classe 1.
- 2) Solicitado à compressão: $c/t \leq 10 \cdot \varepsilon \Leftrightarrow 14,5 > 8,1 \rightarrow$ Não é da Classe 2.
- 3) Solicitado à flexão e à compressão:

$$k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{(c_s/b_s - 0,35)^2} = 0,6085$$

$$c/t \leq 21 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma} \Leftrightarrow 14,5 > 13,3 \rightarrow \text{Não é da Classe 3. É da Classe 4.}$$

Depois de feita a classificação de cada elemento comprimido da secção transversal, conclui-se que a secção é da Classe 4, pois é essa a pior classificação dos seus elementos.

A classificação da secção a elevadas temperaturas é feita de forma idêntica ao feito para a temperatura normal, usando para isso o valor reduzido de ε (85%). Depois de feita a classificação da secção transversal a elevadas temperaturas, verificou-se que a secção é igualmente da Classe 4.

ANEXO C - SECÇÃO EFETIVA

C.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma secção de Classe 4 é suscetível à ocorrência de encurvadura local. A ocorrência de encurvadura local impede que seja atingida a tensão de cedência na fibra mais solicitada da secção transversal. Assim sendo, torna-se necessário substituir a secção bruta, de Classe 4, submetida a uma tensão máxima na fibra mais solicitada inferior à tensão de cedência ($\sigma_{\max} < f_y$), por uma secção efetiva submetida a uma tensão máxima na fibra mais solicitada igual à tensão de cedência ($\sigma_{\max} = f_y$). Uma secção de Classe 4 é tratada como uma secção efetiva mas de Classe 3.

C.2. CÁLCULO DA SECÇÃO EFETIVA

As secções de aço enformadas a frio possuem, geralmente, reforços de extremidade. Esta adição de reforços pode induzir o aparecimento de fenómenos de instabilidade do tipo distorcional. Sendo assim, quando se aborda a secção efetiva, é necessário distinguir entre secção efetiva para o modo local de placa e secção efetiva para o modo distorcional. Esta distinção, em relação à regulamentação, é apresentada quando (i) para o modo local de placa, a secção efetiva baseia-se nos procedimentos existentes no Eurocódigo 3 parte 1-5 (CEN, 2006), (ii) e para o modo distorcional, a secção efetiva baseia-se nos procedimentos do Eurocódigo 3 parte 1-3 (CEN, 2004). Sendo assim, quando se está presente de uma secção efetiva com reforços, como é o caso em estudo, é necessário efetuar o cálculo de uma secção efetiva que tenha em conta ambas as instabilidades (local de placa e distorcional).

Ambas as metodologias diferem uma da outra no sentido em que enquanto para o modo local de placa, o cálculo da secção efetiva é baseado no conceito de largura efetiva (redução na dimensão da largura do elemento), e para o modo distorcional, o cálculo da secção efetiva é baseado no conceito da espessura reduzida (redução na dimensão da espessura do elemento).

No caso de se ter a secção submetida a flexão desviada, a segurança deverá ser satisfeita segundo os eixos principais de inércia u e v . Sendo assim, o cálculo da secção efetiva será feito para os eixos principais de maior (u) e menor inércia (v). De referir que qualquer momento fletor atuante segundo um dos eixos y ou z , eixos centrais de inercia mas não

principais, deve ser decomposto nas suas componentes segundo os eixos principais centrais de inércia.

C.2.1. Secção Efetiva para Modo Local de Placa - Larguras Efetivas [EC3-1-5]

C.2.1.1. Larguras efetivas devido a momento em torno de u

As dimensões dos elementos serão as mesmas, aquando a classificação da secção.

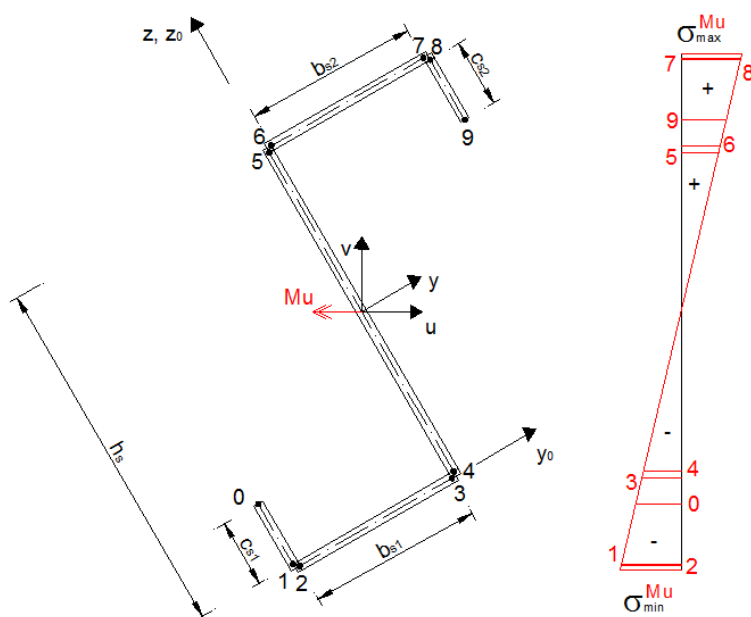


Figura C.1 - Tensões devido ao M_u .

▪ Alma

$$h_s = 151 \text{ mm}$$

$$t = 2 \text{ mm}$$

▪ Banzos

$$b_s = 73 \text{ mm}$$

$$t = 2 \text{ mm}$$

▪ Reforços

$$c_s = 29 \text{ mm}$$

$$t = 2 \text{ mm}$$

– **Banzo superior comprimido**

$$\psi = \frac{\sigma_6^{Mu}}{\sigma_7^{Mu}} = 0,643$$

$$1 > \psi > 0 \rightarrow k_\sigma = \frac{8,2}{1,05 + \psi} = 4,844$$

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_{s2}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,723$$

$$\bar{\lambda}_p > 0,673 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 1,000$$

$$b_{eff} = \rho \cdot b_{s2} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,s} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} = 33,52 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } b_{e2,s} = b_{\text{eff}} - b_{e1,s} = 39,48 \text{ mm}$$

O banzo superior, quando sujeito a M_u , encontra-se todo efetivo.

– **Reforço superior comprimido**

$$\text{➤ } k_{\sigma} = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{(c_{s2}/b_{s2} - 0,35)^2} = 0,608$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda}_p = \frac{c_{s2}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = 0,810$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda}_p > 0,748 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,948$$

$$\text{➤ } c_{e,s} = c_{\text{eff}} = \rho \cdot c_{s2} = 27,490 \text{ mm}$$

– **Alma**

$$\text{➤ } \psi = \frac{\sigma_4^{M_u}}{\sigma_5^{M_u}} = -1$$

$$\text{➤ } \psi = -1 \rightarrow k_{\sigma} = 23,9$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda}_p = \frac{h_s/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_{\sigma}}} = 0,6731$$

$$\text{➤ } \bar{\lambda}_p > 0,673 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 1,000$$

$$\text{➤ } h_{\text{eff}} = \frac{\rho \cdot h_s}{1 - \psi} = 75,5 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } h_{e,1} = 0,4 \cdot h_{\text{eff}} = 30,20 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } h_{e,2} = 0,6 \cdot h_{\text{eff}} = 45,30 \text{ mm}$$

Logo a alma, quando sujeito a M_u , encontra-se toda efetiva.

– **Cálculo do novo centro de gravidade** (anexo C do EC3-1-3)

$j = 0 \dots n$ $i = 1 \dots n$

Nós (j)	Elementos (i)	Espessura (t _i) (mm)	$y_{i,0}$ (mm)	$z_{i,0}$ (mm)	dA_i (mm ²)
0	-	-	-75,00	30,00	-
1	1	2	-75,00	0,00	60,00
2	2	2	0,00	0,00	150,00
3	3	2	0,00	121,80	243,60
4	-	-	0,00	121,80	-
5	4	2	0,00	153,00	62,40
6	5	2	34,51	153,00	69,01
7	-	-	34,51	153,00	-
8	6	2	75,00	153,00	80,93
9	7	2	75,00	124,51	56,98
$A_s =$					722,98

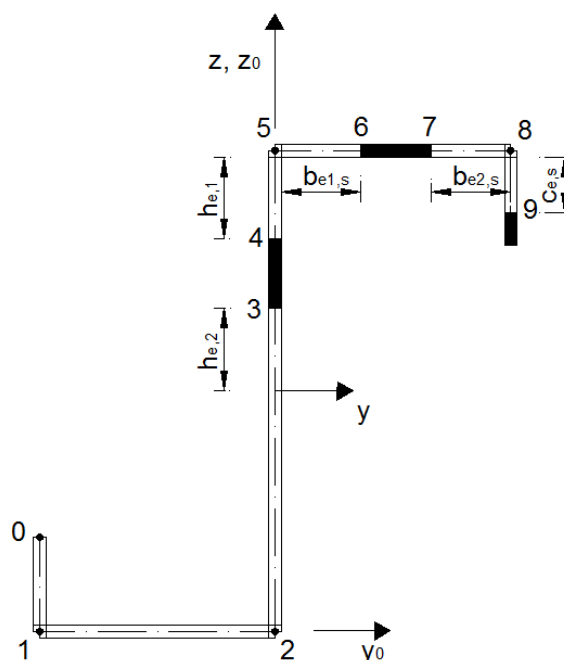


Figura C.2 - Largura efetivas quando a secção sujeita a M_u .

Procedendo-se à mesma metodologia de cálculo descrito no anexo C do Eurocódigo parte 1-3, e demonstrado no anexo A desta dissertação, obteve-se as seguintes coordenadas para o centro de gravidade e rotação dos eixos principais: $z_{0cg,s} = 76,30$ mm, $y_{0cg,s} = -0,31$ mm e $-30,25^\circ$. As excentricidades verificadas para o referencial inicial ($e_{nz} = 0,31$ mm, $e_{ny} = 0,20$ mm) quando convertidas no novo referencial u e v, o e_u passa a ser 0,334 mm. Sendo assim, é necessário recalcular novas espessuras para o banzo e alma, com o diagrama de tensões centrado no novo centro de gravidade. No reforço não é necessário, porque o cálculo da largura efetiva não depende da relação entre tensões nele aplicado.

Repetindo o processo de cálculo, já demonstrado anteriormente, a alma e o banzo permanecem totalmente efetivos.

δ	A (mm ²)	I _u (mm ⁴)	I _v (mm ⁴)
0,0094766	716,13	3558318,09	394466,62

v _{max} (mm)	u _{max} (mm)	v _{min} (mm)	u _{min} (mm)	z _{0cg,s} (mm)	y _{0cg,s} (mm)	α (°)
105,06	42,06	104,40	41,63	76,30	-0,31	-30,25
(compressão)	(tração)	(tração)	(compressão)			

W _{u,vmin} (mm ³)	W _{u,vmax} (mm ³)	W _{v,umin} (mm ³)	W _{v,umax} (mm ³)
34083,05	33869,65	9475,01	9378,89
(tração)	(compressão)	(compressão)	(tração)

C.2.1.2. Larguras efetivas devido a momento em torno de v

As dimensões dos elementos serão as mesmas, aquando a classificação da secção.

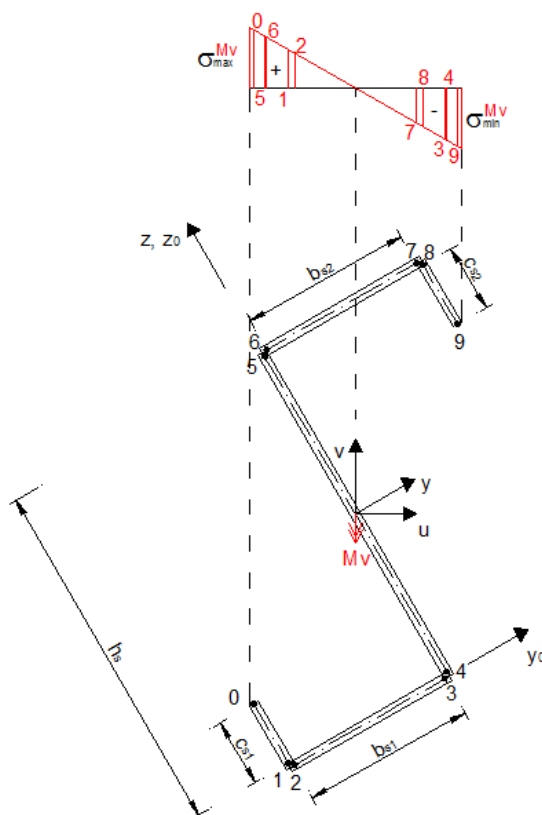


Figura C.3 - Tensões devido ao M_v .

– Banzo superior comprimido

- $\psi = \frac{\sigma_7^{M_v}}{\sigma_6^{M_v}} = -0,662$
- $0 > \psi > -1 \rightarrow k_\sigma = 7,81 - 6,29 \cdot \psi + 9,78 \cdot \psi^2 = 16,265$
- $\bar{\lambda}_p = \frac{b_{s2}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,394$
- $\bar{\lambda}_p < 0,673 \rightarrow \rho = 1,000$
- $b_{eff} = \rho \cdot b_{s2} = 43,92 \text{ mm}$
- $b_{e1,s} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} = 17,57 \text{ mm}$
- $b_{e2,s} = b_{eff} - b_{e1,s} = 26,35 \text{ mm}$

O banzo superior, quando sujeito a M_v , encontra-se todo efetivo.

– **Banzo inferior comprimido**

- $\psi = \frac{\sigma_3^{M_v}}{\sigma_2^{M_v}} = -1,510$
- $-1 > \psi \geq -3 \rightarrow k_\sigma = 5,98 \cdot (1 - \psi)^2 = 37,674$
- $\bar{\lambda}_p = \frac{b_{s1}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,259$
- $\bar{\lambda}_p < 0,673 \rightarrow \rho = 1,000$
- $b_{eff} = \rho \cdot b_{s1} = 29,08 \text{ mm}$
- $b_{e1,i} = \frac{2}{5 - \psi} \cdot b_{eff} = 11,63 \text{ mm}$
- $b_{e2,i} = b_{eff} - b_{e1,i} = 17,45 \text{ mm}$

O banzo inferior, quando sujeito a M_v , encontra-se todo efetivo.

– **Reforço inferior comprimido**

- $k_\sigma = 0,5 + 0,83 \cdot \sqrt[3]{(c_{s2}/b_{s2} - 0,35)^2} = 0,608$
- $\bar{\lambda}_p = \frac{c_{s1}/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,810$
- $\bar{\lambda}_p > 0,748 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,948$
- $c_{e,i} = c_{eff} = \rho \cdot c_{s2} = 27,490 \text{ mm}$

– **Alma**

- $\psi = \frac{\sigma_3^{M_v}}{\sigma_5^{M_v}} = -1$
- $\psi = -1 \rightarrow k_\sigma = 23,9$
- $\bar{\lambda}_p = \frac{h_s/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}} = 0,6731$
- $\bar{\lambda}_p > 0,673 \rightarrow \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 1,000$
- $h_{eff} = \frac{\rho \cdot h_s}{1 - \psi} = 75,50 \text{ mm}$
- $h_{e,1} = 0,4 \cdot h_{eff} = 30,20 \text{ mm}$
- $h_{e,2} = 0,6 \cdot h_{eff} = 45,30 \text{ mm}$

A alma, quando sujeito a M_v , encontra-se toda efetiva.

– **Cálculo do novo centro de gravidade** (anexo C do EC3-1-3)

$j = 0 \dots n$		$i = 1 \dots n$			
Nós (j)	Elementos (i)	Espessura (t _i) (mm)	$y_{i,0}$ (mm)	$z_{i,0}$ (mm)	dA_i (mm ²)
0	-	-	-75,00	30,00	0,00
1	-	-	-75,00	28,49	0,00
2	1	2	-75,00	0,00	56,98
3	2	2	-62,37	0,00	25,26
4	-	-	-62,37	0,00	0,00
5	3	2	0,00	0,00	124,74
6	4	2	0,00	120,80	241,60
7	-	-	0,00	120,80	0,00
8	5	2	0,00	153,00	64,40
9	6	2	18,57	153,00	37,13
10	-	-	18,57	153,00	0,00
11	7	2	75,00	153,00	112,87
12	8	2	75,00	153,00	60,00
$A_s =$					722,98

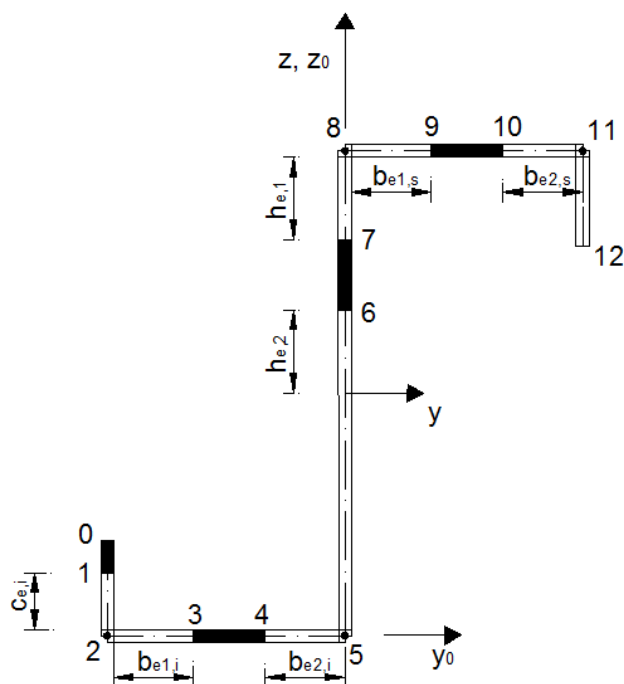


Figura C.4 - Largura efetivas quando a secção sujeita a M_v .

Posto isto, e repetindo o processo de cálculo, obteve-se as seguintes coordenadas para o centro de gravidade e rotação dos eixos principais: $z_{0cg,s} = 76,70$ mm, $y_{0cg,s} = 0,31$ mm e $-30,25^\circ$. As excentricidades verificadas para o referencial inicial ($e_{nz} = 0,31$ mm, $e_{ny} = 0,20$ mm) quando convertidas no novo referencial u e v, o e_u passa a ser 0,334 mm. Sendo assim, é necessário recalcular novas espessuras para o banzo e alma, com o diagrama de tensões

centrado no novo centro de gravidade. No reforço não é necessário, porque o cálculo da largura efetiva não depende da relação entre tensões nele aplicado.

Repetindo o processo de cálculo, já demonstrado anteriormente, a alma e o banzo permanecem totalmente efetivos.

δ	A (mm ²)	I _u (mm ⁴)	I _v (mm ⁴)
0,0094766	716,13	3558318,09	394466,62

V _{max} (mm)	u _{max} (mm)	V _{min} (mm)	u _{min} (mm)	Z _{0cg,s} (mm)	Y _{0cg,s} (mm)	α (°)
105,06	42,06	104,40	41,63	76,70	0,31	-30,25
(compressão)	(tração)	(tração)	(compressão)			

W _{u,vmin} (mm ³)	W _{u,vmax} (mm ³)	W _{v,umin} (mm ³)	W _{v,umax} (mm ³)
34083,05	33869,65	9475,01	9378,89
(tração)	(compressão)	(compressão)	(tração)

C.2.2. Secção Efetiva para Modo Distorcional - Espessuras Reduzidas [EC3-1-3]

Tal como no caso da definição da secção efetiva para a instabilidade local, também a determinação da secção efetiva para a instabilidade distorcional pode ser efetuada num só passo ou em vários passos (iterações). Qualquer um dos procedimentos é misto “local-distorcional”, na medida em que é necessário determinar as larguras efetivas numa primeira análise, para de seguida se poder determinar as espessuras reduzidas.

Pelo método iterativo fazem-se diversas iterações ao nível dos conjuntos banzo-reforço para a obtenção das tensões críticas de instabilidade distorcional e das correspondentes espessuras reduzidas.

Depois de determinada a secção efetiva para a instabilidade local (larguras efetivas), para o cálculo das espessuras reduzidas, designa-se de reforço equivalente ao conjunto composto pelo reforço de extremidade e pela parte efetiva do banzo junto ao reforço de extremidade. O efeito dos cantos arredondados deve ser tida em conta utilizando as larguras nominais, mas para pequenos raios, é possível utilizar-se as larguras idealizadas.

C.2.2.1. Espessuras reduzidas devido a momento em torno de u

– Reforço e banzo superior comprimido

$$\triangleright K_2 = \frac{E \cdot t^3}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{b_1^2 \cdot h_w + b_1^3 + 0,5 \cdot b_1 \cdot b_2 \cdot h_w \cdot k_f} = 0,536$$

Onde,

K_2 Rigidez de mola equivalente;

b_2 Distância entre a ligação banzo-alma ao centro de gravidade do reforço equivalente superior efetivo;

b_2 Distância entre a ligação banzo-alma ao centro de gravidade do reforço equivalente inferior efetivo;

h_w Comprimento da alma;

k_f Coeficiente dado por:

$$k_f = 0 \quad \text{se o reforço equivalente contrário ao analisado (inferior) estiver em tracionado;} \\ k_f = A_{\text{eff}1} / A_{\text{eff}2} \quad \text{se o reforço equivalente contrário ao analisado (comprimido) estiver em tracionado;}$$

$$\triangleright \sigma_{\text{cr},s,2} = \frac{2 \cdot \sqrt{K_2 \cdot E \cdot I_{y,s}}}{A_{s,2}} = 501,78 \text{ MPa}$$

Onde,

$\sigma_{\text{cr},s,2}$ Tensão crítica do reforço equivalente;

$I_{y,s}$ Momento de inércia do reforço equivalente referente ao centro de gravidade do mesmo;

$A_{s,2}$ Área do reforço equivalente.

$$\triangleright \bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{\text{cr},s,2}}} = 0,847$$

Onde,

$\bar{\lambda}_d$ Esbelteza normalizada distorcional.

$$\triangleright \chi_d = 1,0 \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \leq 0,65$$

$$\triangleright \chi_d = 1,47 - 0,723 \cdot \bar{\lambda}_d \quad \text{se } 0,65 < \bar{\lambda}_d < 1,38$$

$$\triangleright \chi_d = 0,66 / \bar{\lambda}_d \quad \text{se } \bar{\lambda}_d \geq 1,38$$

Onde,

χ_d Fator de redução para a instabilidade distorcional.

Depois de calculado o fator de redução para a instabilidade distorcional (0,858), resta apenas calcular a tensão reduzida aplicada ($\sigma_{com,Ed,s,2}$) e espessura reduzida ($t_{red,s,2}$) do reforço equivalente:

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \sigma_{com,Ed,s,2} &= \chi_d \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 308,74 \text{ MPa} \\ \blacktriangleright t_{red} &= \min \left(\chi_d \cdot t \cdot \frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}} ; t \right) = 1,715 \text{ mm} \end{aligned}$$

A tensão utilizada na determinação das espessuras foi f_y / γ_{M0} , mesmo que a tensão instalada seja inferior. A utilização de valores inferiores é possível, desde que o elemento em análise esteja travado ou que se esteja a analisar Estados Limites de Utilização.

1) Iteração 1

Calculam-se novas propriedades efetivas do conjunto banzo-reforço (reforço equivalente) mantendo os valores ψ e k_σ obtidos para a distribuição de tensões associadas à secção bruta idealizada. Sendo o processo de iteração já iniciado na secção anterior (iteração 0).

– Banzo superior

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(0)} = \sigma_{com,Ed,b,2}^{(1)} = 308,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723, k_\sigma = 4,840$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(0)}} = 0,670 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{eff}^{(1)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,s}^{(1)} = 33,52 \text{ mm}$$

$$b_{e2,s}^{(1)} = b_{eff}^{(1)} - b_{e1,s}^{(1)} = 39,48 \text{ mm}$$

– Reforço superior

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(0)} = \sigma_{com,Ed,c,2}^{(1)} = 308,74 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,810, k_\sigma = 0,609$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(0)}} = 0,750 \rightarrow \rho = 0,99 \rightarrow c_{eff}^{(1)} = 28,97 \text{ mm}$$

$$c_{e,s}^{(1)} = 28,97 \text{ mm}$$

$$K_2^{(0)} = K_2^{(1)} = 0,536 \rightarrow \sigma_{cr,s,2}^{(1)} = 515,53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(1)} = 0,836, \chi_d^{(1)} = 0,866$$

$$\chi_d^{(0)} = 0,8576 \quad \text{Como } \chi_d^{(0)} \neq \chi_d^{(1)}, \text{ deve-se continuar o processo iterativo até que os}$$

$$\chi_d^{(1)} = 0,8658 \quad \text{valores converjam.}$$

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(1)} = 311,70 \text{ MPa}$$

2) Iteração 2

– Banzo superior

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(1)} = \sigma_{com,Ed,b,s,2}^{(2)} = 311,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723, k_\sigma = 4,840$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(1)}} = 0,673 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{eff}^{(2)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,s}^{(2)} = 33,52 \text{ mm}$$

$$b_{e2,s}^{(2)} = b_{eff}^{(2)} - b_{e1,s}^{(2)} = 39,48 \text{ mm}$$

– Reforço superior

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(1)} = \sigma_{com,Ed,c,2}^{(2)} = 311,70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,810, k_\sigma = 0,609$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(1)}} = 0,754 \rightarrow \rho = 0,99 \rightarrow c_{eff}^{(2)} = 28,88 \text{ mm}$$

$$c_{e,s}^{(2)} = 28,88 \text{ mm}$$

$$K_2^{(1)} = K_2^{(2)} = 0,536 \rightarrow \sigma_{cr,s,2}^{(2)} = 513,99 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(2)} = 0,837, \chi_d^{(2)} = 0,8649$$

$$\chi_d^{(1)} = 0,8658 \quad \text{Como } \chi_d^{(1)} \neq \chi_d^{(2)}, \text{ deve-se continuar o processo iterativo até que os}$$

$$\chi_d^{(2)} = 0,8649 \quad \text{valores converjam.}$$

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,2}}^{(2)} = 311,37 \text{ MPa}$$

3) Iteração 3

– Banzo superior

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,2}}^{(2)} = \sigma_{\text{com,Ed,bs,2}}^{(3)} = 311,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723, \quad k_\sigma = 4,840$$

$$\bar{\lambda}_{p,\text{red}} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(2)}} = 0,672 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{\text{eff}}^{(3)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,s}^{(3)} = 33,52 \text{ mm}$$

$$b_{e2,s}^{(3)} = b_{\text{eff}}^{(3)} - b_{e1,s}^{(3)} = 39,48 \text{ mm}$$

– Reforço superior

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,2}}^{(2)} = \sigma_{\text{com,Ed,c,2}}^{(3)} = 311,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,810, \quad k_\sigma = 0,609$$

$$\bar{\lambda}_{p,\text{red}} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(2)}} = 0,753 \rightarrow \rho = 0,99 \rightarrow c_{\text{eff}}^{(3)} = 28,89 \text{ mm}$$

$$c_{e,s}^{(3)} = 28,88 \text{ mm}$$

$$K_2^{(2)} = K_2^{(3)} = 0,536 \rightarrow \sigma_{\text{cf,s,2}}^{(3)} = 514,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(3)} = 0,837, \quad \chi_d^{(3)} = 0,8650$$

$$\chi_d^{(2)} = 0,8649 \quad \text{Como } \chi_d^{(2)} \neq \chi_d^{(3)}, \text{ deve-se continuar o processo iterativo até que os}$$

$$\chi_d^{(3)} = 0,8650 \quad \text{valores converjam.}$$

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,2}}^{(3)} = 311,41 \text{ MPa}$$

4) Iteração 4

– Banzo superior

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,2}}^{(3)} = \sigma_{\text{com,Ed,bs,2}}^{(4)} = 311,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723, k_\sigma = 4,840$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(3)}} = 0,672 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{eff}^{(4)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,s}^{(4)} = 33,52 \text{ mm}$$

$$b_{e2,s}^{(4)} = b_{eff}^{(4)} - b_{e1,s}^{(4)} = 39,48 \text{ mm}$$

– Reforço superior

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(3)} = \sigma_{com,Ed,c,2}^{(4)} = 311,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,810, k_\sigma = 0,609$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(3)}} = 0,753 \rightarrow \rho = 0,99 \rightarrow c_{eff}^{(4)} = 28,89 \text{ mm}$$

$$c_{e,s}^{(4)} = 28,88 \text{ mm}$$

$$K_2^{(3)} = K_2^{(4)} = 0,536 \rightarrow \sigma_{cr,s,2}^{(3)} = 514,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(4)} = 0,837, \chi_d^{(4)} = 0,8650$$

$$\chi_d^{(3)} = 0,8650$$

$$\chi_d^{(4)} = 0,8650$$

Como $\chi_d^{(3)} = \chi_d^{(4)}$, não é necessário continuar o processo.

$$\sigma_{com,Ed,s,2}^{(4)} = 311,40 \text{ MPa}$$

$$t_{red,st,2}^{(4)} = 1,73 \text{ mm}$$

Depois do cálculo da secção efetiva para instabilidade distorcional com flexão segundo u , as propriedades calculadas de acordo com o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3.

$$j = 0 \dots n \quad i = 1 \dots n$$

Nós (j)	Elementos (i)	Espessura (t _i) (mm)	y _{i,0} (mm)	z _{i,0} (mm)	dA _i (mm ²)
0	-	-	-75,00	30,00	0,00
1	1	2,00	-75,00	0,00	60,00
2	2	2,00	0,00	0,00	150,00
3	3	2,00	0,00	153,00	306,00
4	4	2,00	33,52	153,00	67,00
5	5	1,73	75,00	153,00	71,80
6	6	1,73	75,00	123,11	51,70

7	7	0,00	75,00	123,00	0,00
$A_s =$					706,50

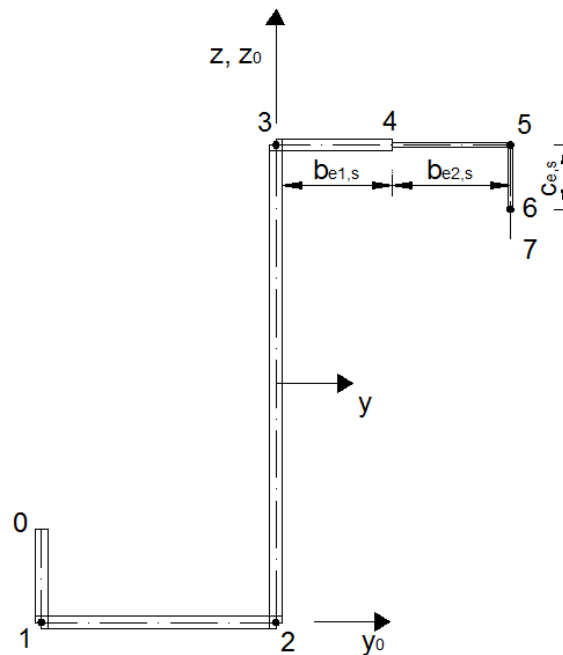


Figura C.5 - Espessuras reduzidas quando a secção sujeita a M_v .

δ	A (mm ²)	I _u (mm ⁴)	I _v (mm ⁴)
0,0094766	699,81	3408850,21	387550,53

v _{max} (mm)	u _{max} (mm)	v _{min} (mm)	u _{min} (mm)	z _{0cg,s} (mm)	y _{0cg,s} (mm)	α (°)
107,05	43,31	101,97	42,33	74,57	-1,74	-29,77
(compressão)	(compressão)	(tração)	(tração)			

W _{u,vmin} (mm ³)	W _{u,vmax} (mm ³)	W _{v,umin} (mm ³)	W _{v,umax} (mm ³)
33429,38	31843,47	9155,52	8947,94
(tração)	(compressão)	(tração)	(compressão)

C.2.2.2. Espessuras reduzidas devido a momento em torno de v

– Reforço e banzo inferior comprimido

O cálculo das espessuras reduzidas, devido a momento em torno de v , obtém-se, de forma análoga, repetindo o mesmo processo iterativo já demonstrado para o momento aplicado em torno do eixo u .

0) Iteração 0

As larguras efetivas utilizadas para a definição do reforço equivalente, no começo da iteração para a instabilidade distorcional, são as mesmas da instabilidade local.

$$K_1 = 0,243$$

$$\sigma_{cr,s,l} = 473,32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d = 0,872$$

$$\chi_d^{(0)} = 0,8395$$

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(0)} = 302,21 \text{ MPa}$$

1) Iteração 1

– Banzo inferior

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(0)} = \sigma_{com,Ed,b,l}^{(1)} = 302,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(0)}} = 0,662 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{eff}^{(1)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,i}^{(1)} = 11,63 \text{ mm}$$

$$b_{e2,i}^{(1)} = 17,45 \text{ mm}$$

Sendo o banzo efetivo, adotou-se os comprimentos efetivos referentes à instabilidade local.

– Reforço inferior

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(0)} = \sigma_{com,Ed,c,l}^{(1)} = 302,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,835$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(1)}} = 0,765 \rightarrow \rho = 0,986 \rightarrow c_{eff}^{(1)} = 28,59 \text{ mm}$$

$$c_{e,i}^{(1)} = 28,59 \text{ mm}$$

$$K_1^{(0)} = K_1^{(1)} = 0,2436 \rightarrow \sigma_{cr,s,l}^{(1)} = 474,35 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(1)} = 0,871, \chi_d^{(1)} = 0,8401$$

$\chi_d^{(0)} = 0,8395$ Como $\chi_d^{(0)} \neq \chi_d^{(1)}$, deve-se continuar o processo iterativo até que os valores $\chi_d^{(1)} = 0,8401$ converjam.

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(1)} = 302,45 \text{ MPa}$$

2) Iteração 2

– Banzo inferior

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(1)} = \sigma_{com,Ed,b,l}^{(2)} = 302,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,723$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(1)}} = 0,663 \rightarrow \rho = 1,00 \rightarrow b_{eff}^{(2)} = 73,00 \text{ mm}$$

$$b_{e1,i}^{(2)} = 11,63 \text{ mm}$$

$b_{e2,i}^{(2)} = 17,45 \text{ mm}$ Sendo o banzo efetivo, adotou-se os comprimentos efetivos referentes à instabilidade local.

– Reforço inferior

$$\sigma_{com,Ed,s,l}^{(1)} = \sigma_{com,Ed,c,l}^{(2)} = 302,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0,835$$

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \cdot \sqrt{\chi_d^{(2)}} = 0,766 \rightarrow \rho = 0,985 \rightarrow c_{eff}^{(2)} = 28,58 \text{ mm}$$

$$c_{e,i}^{(2)} = 28,58 \text{ mm}$$

$$K_1^{(1)} = K_1^{(2)} = 0,2436 \rightarrow \sigma_{cr,s,l}^{(2)} = 474,27 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_d^{(2)} = 0,871, \chi_d^{(2)} = 0,8401$$

$\chi_d^{(1)} = 0,8401$ Como $\chi_d^{(1)} = \chi_d^{(2)}$, não é necessário continuar o processo.

$$\chi_d^{(2)} = 0,8401$$

$$\sigma_{\text{com,Ed,s,1}}^{(1)} = 302,43 \text{ MPa}$$

$$t_{\text{red,st,1}}^{(2)} = 1,68 \text{ mm}$$

Depois do cálculo da secção efetiva para instabilidade distorcional com flexão segundo v, as propriedades calculadas de acordo com o anexo C do Eurocódigo 3 parte 1-3.

$j = 0 \dots n$		$i = 1 \dots n$			
Nós (j)	Elementos (i)	Espessura (t_i) (mm)	$y_{i,0}$ (mm)	$z_{i,0}$ (mm)	dA_i (mm^2)
0	-	-	-75,00	30,00	0,00
1	1	0,00	-75,00	29,58	0,00
2	2	1,68	-75,00	0,00	49,70
3	3	1,68	-62,37	0,00	21,23
4	4	2,00	0,00	0,00	124,73
5	5	2,00	0,00	153,00	306,00
6	6	2,00	75,00	153,00	150,00
7	7	2,00	75,00	123,00	60,00
$A_s =$					711,7

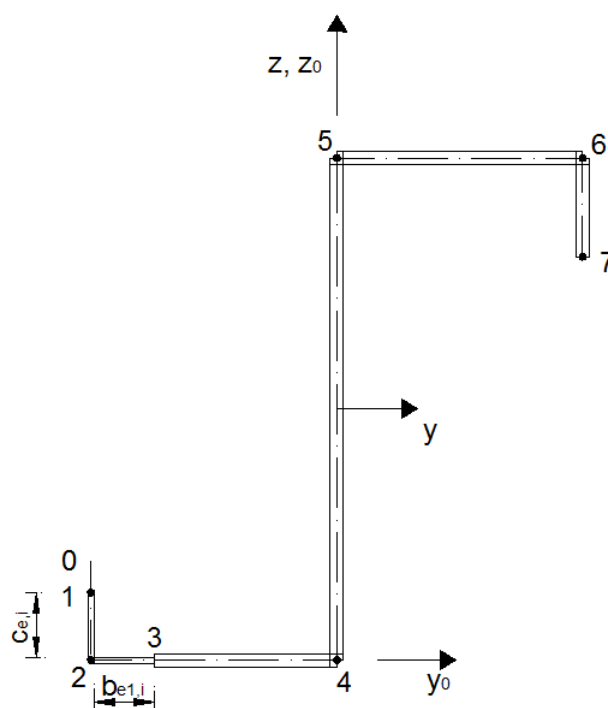


Figura C.6 - Espessuras reduzidas quando a secção sujeita a M_v .

δ		A (mm ²)		I _u (mm ⁴)		I _v (mm ⁴)	
0,0094766		704,91		3451795,40		385024,57	
V _{max} (mm)	u _{max} (mm)	V _{min} (mm)	u _{min} (mm)	z _{0cg,s} (mm)	y _{0cg,s} (mm)	α (°)	
106,34	43,41	102,60	42,37	77,81	1,48	-29,68	
(compressão)		(compressão)		(tração)		(tração)	

W _{u,vmin} (mm ³)		W _{u,vmax} (mm ³)		W _{v,umin} (mm ³)		W _{v,umax} (mm ³)	
33643,89		32459,99		9087,80		8869,47	
(tração)		(compressão)		(tração)		(compressão)	